

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000299579

VORTRÄGE

über

BRÜCKENBAU,

gehalten an

der k. k. technischen Hochschule in Wien;

von

Dr. E. Winkler,

ord. Professor für Eisenbahn- und Brückenbau.

Eiserne Brücken.

II. Heft.

Gitterträger und Lager ~~gerader~~ Träger.

Zweite Auflage.

WIEN.

Druck und Verlag von Carl Gerold's Sohn.

1875.

Die
GITTERTRÄGER

und

Lager gerader Träger
eiserner Brücken.



Nach den Vorträgen über Brückenbau, gehalten an der k. k. technischen
Hochschule in Wien,

von

Dr. **E. WINKLER.**



Zweite verbesserte Auflage.

Mit 459 Holzschnitten und 7 lithographirten Tafeln.

15639

Das Recht der Uebersetzung in fremde Sprachen ist vorbehalten.

WIC 6 ~~WIC 6~~ ~~WIC 6~~

WIEN.

Druck und Verlag von Carl Gerold's Sohn.

1875.

500 /



II 7809

Holzschnitte: auf Holz gezeichnet vom Verfasser, geschnitten in der xylographischen Anstalt von C. Wiczek in Wien.

Lithogr. Tafeln aus der lithographischen Anstalt von C. Köke in Wien.

Druck und Verlag von **Carl Gerold's Sohn** in Wien.

Akc. Nr. 5171 / 51

Vorwort zur ersten Auflage.

Zur Verentlichung meiner Vorträge über Brückenbau wurde ich veranlasst durch den wirklichen Mangel eines Werkes über Brückenbau, welches geeignet wäre, sich den Vorträgen und Uebungen im Entwerfen zu Grunde legen zu lassen. Es fehlt zwar durchaus nicht an einzelnen werthvollen Arbeiten über einzelne Objecte, die auch dem Verfasser schätzbares Material geliefert haben und auch nicht an encyclopädisch oder geschichtlich gehaltenen grösseren Werken. Wohl aber fehlte es an einer systematischen Behandlung der Construction der Brücken — wenigstens der eisernen Brücken — im Ganzen und im Detail.

Ich habe mir bei der Bearbeitung dieses Buches die Aufgabe gestellt, den Stoff möglichst systematisch, vollständig und klar zu behandeln und den relativen Werth verschiedener Constructionen mit Zuhülfenahme der Theorie und Erfahrung festzustellen und hierdurch das Gute vom Schlechten zu sondern. Immerhin aber bin ich mir bewusst, dass ich diese Aufgabe nur lückenhaft gelöst habe, so dass das Buch nur als ein Versuch zu betrachten ist. Ich erlaube mir daher, an die geehrten Fachgenossen die Bitte zu richten, mich auf Mängel aufmerksam zu machen, mir etwaige abweichende Ansichten mitzutheilen und mich mit zweckmässigen Constructionen, welche im vorliegenden Buche vermisst werden sollten, bekannt zu machen, um mich in die Lage zu setzen, bei einer etwaigen neuen Auflage etwas Besseres bieten zu können.

Der gegenwärtig erscheinende Theil soll die praktische Construction der eisernen Brücken behandeln. Er muss demnach die Bekanntschaft mit der Theorie der Brücken voraussetzen. Dadurch aber sollen theoretische Untersuchungen nicht ganz ausgeschlossen bleiben; denn theoretische Untersuchungen, welche sich auf die einzelnen Detailconstructionen beziehen, passen besser in diesen Theil, als in jenen, welcher die allgemeine Theorie der Brücken behandeln soll. Dieser Theil hätte allerdings zuerst erscheinen sollen; dass dies nicht geschehen ist, hat seinen Grund darin, dass sich die Vorträge über „Theorie der Brücken“ an dem Polytechnicum, für welches dieses Buch zunächst bestimmt ist, nicht in meinen Händen befinden, so dass für meine eigenen Vorträge zunächst nur das Bedürfniss eines Buches über die praktische Construction der Brücken vorhanden war.

In Betreff der Reihenfolge des Erscheinens der einzelnen Hefte werde ich mich hauptsächlich durch das Bedürfniss der Praxis; Allgemeinen, sowie durch das Bedürfniss für meine Vorträge leiten lassen. In letzterer Beziehung ist zum Theil der Umstand maassgebend, dass bereits einzelne Theile autographirt oder als Manuscript gedruckt, vorlie-

Wien, im October 1871.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Die Leistungen auf dem Gebiete des Brückenbaues in neuester Zeit sind so bedeutend, dass in der erst vor wenigen Jahren erschienenen ersten Auflage dieses Buches vielfache Umarbeitungen und Ergänzungen nothwendig wurden, um die vorliegende zweite Auflage dem gegenwärtigen Standpunkte des Brückenbaues anzupassen. Das letztere war wenigstens meine Absicht; trotzdem bin ich mir wohl bewusst, dass noch so manche Unvollkommenheiten verblieben sind. Um aber zu zeigen, dass ich bemüht war, das Buch zu vervollkommen, sei mir gestattet anzuführen, dass die Paragraphe 5, 6, 11, 13, 32, 66, 122, 172, 181, 194 neu hinzu gefügt wurden und dass die Paragraphe 11, 23, 24, 2, 29, 30, 33, 37, 41, 45, 47, 50, 51, 67, 68, 69, 71, 78, 85, 98, 99, 103, 105, 107, 112, 115, 117, 118, 123, 126, 130, 132, 136, 139, 160, 181, 191, 192, 197 und 203 wesentliche Aenderungen oder Ergänzungen aufweisen. Die Anzahl der Holzschnitte wurde bedeutend vermehrt. Ausserdem wurde das Beispiel, welches den Gang beim Projectiren einer Brücke veranschaulichen soll, durch ein neues ersetzt.

Hierbei kann ich nicht umhin, allen Fachgenossen, welche ihr Interesse an dem Buche durch Meinungsaustausch und Uebersendung von Material an den Tag legten, meinen wärmsten Dank auszusprechen.

Wien, im Februar 1875.

E. Winkler.

Inhalt des II. Heftes.

Eiserne Brücken.

III. Abschnitt. Gitterträger.

Einleitung	1
I. Kap. Systeme in Beziehung auf die Form der Gurte	3
II. „ Systeme in Beziehung auf das Gitterwerk	27
III. „ Gurt-Querschnitte	58
IV. „ Construction der Gitterstäbe	95
V. „ Berechnung der Gitterstäbe	119
VI. „ Verbindung der Gitterstäbe mit den Gurten	141
VII. „ Gurt-Verbindungen	176
VIII. „ Verbindungen im Gitterwerke	190
IX. „ Verbindungen über den Lagern	201
X. „ Das Gewicht der Gitterträger	232

IV. Abschnitt. Lager gerader Träger.

I. Kap. Allgemeines	245
II. „ Feste Flächenlager und Gleitlager	256
III. „ Rollenlager	271
IV. „ Kipplager	290
V. „ Schrauben- und Keillager	300
Anhang. Beispiel	311
Literatur	341

Berichtigungen.

- Seite 6 Zeile 20 v. oben: $2\frac{1}{2}$ bis 5 statt $52\frac{1}{2}$ bis 5.
- „ 10 Tabelle: $l =$ statt $b =$.
- „ 11 Zeile 19 v. unten: (Fig. 43). zu beseitigen.
- „ 17 Zeile 3 v. oben: $\sqrt{1 + \frac{p}{g}}$ statt $\sqrt{1 + \frac{g}{p}}$.
- „ 17 Tabelle: „Continuirlichen Parallelträger“ statt „Continuirlichen Parabelträger“.
- „ 17 Tabelle. Für den einfachen Parallelträger haben die beiden letzten Zahlenreihen zu lauten: 0,57 0,48 0,40 0,25 0,13 und 0,69 0,72 0,75 0,76 0,76; für den continuirlichen Parallelträger haben die beiden letzten Zahlenreihen zu lauten: 0,55 0,48 0,40 0,26 0,13 und 0,71 0,78 0,84 0,91 0,97; für den Parabelträger haben die beiden letzten Zahlenreihen zu lauten: 1,50 1,43 1,36 1,23 1,20 und 0,94 0,93 0,92 0,93 0,96.
- Seite 31 Zeile 5 v. unten: „0,80 bis 0,95“ statt „1,37 bis 1,46“.
- „ 31 Zeile 5 v. oben: „cosec 2α “ statt „cos $\alpha 2\frac{1}{8}\alpha$ “.
- „ 49 Fig. 51: „Essexbahn“ statt „Essbahn“.
- „ 63 Fig. 59 steht verkehrt.
- „ 83 (Fig. 99): „bei Corvey“ statt „bei Lorvey“.
- „ 134 Formel 33: „0,0266 l “ statt „0,0266 b “.
- „ 243 I. Tabelle, II. Rubrik: „0,214“ statt „0,284“.
- „ 243. Die II. Tabelle ist durch die folgende zu ersetzen:

$\frac{g}{q}$	γ	δ	$\gamma + \delta$	$2\sqrt{\gamma\delta}$
0,1	0,259	0,404	0,663	0,647
0,2	0,222	0,319	0,541	0,532
0,3	0,192	0,258	0,450	0,445
0,4	0,157	0,209	0,366	0,362
0,5	0,128	0,160	0,288	0,286
0,6	0,102	0,122	0,224	0,222
0,7	0,076	0,088	0,164	0,163
0,8	0,050	0,057	0,107	0,106
0,9	0,025	0,028	0,053	0,053
1	0	0	0	0

- Seite 259 Zeile 13 v. unten: „34 Kilogr.“ statt „34 Tonnen.“
- „ 281 Fig. 369 „Isarbrücke“ statt „Innbrücke“.

III. Abschnitt.

Gitterträger.

EINLEITUNG.

§. 1. **Princip der Gitterträger.** Die Festigkeitslehre lehrt, dass ein auf Bruchfestigkeit beanspruchter Träger bei gegebener Tragkraft um so weniger Material erfordert, je weiter man das Material von der auf der Krafrichtung senkrechten, im vorliegenden Falle also horizontalen Schweraxe entfernt. Die ideale zweckmässigste Trägerform besteht demnach aus zwei getrennten stabförmigen Theilen, den sogenannten Gurten oder Gurtungen (franz. *la semelle*, *la plate-bande*, engl. *the chord*, *the boom*, *the flang*); man unterscheidet Obergurt (franz. *la semelle superieure*, engl. *the top-chord*, *the upper-boom*) und Untergurt (franz. *la semelle inférieure*, engl. *the bottom-chord*, *the lower-boom*), welche von einander einen möglichst grossen Abstand haben. Die Grösse dieses Abstandes oder die Trägerhöhe ist durch Nebenrücksichten, welche später besprochen werden sollen, bestimmt. In jedem Querschnitte wird der eine Gurt auf Zug, der andere auf Druck beansprucht.

Beide Gurte sind natürlich derart mit einander zu verbinden, dass sie als ein Ganzes, nicht etwa als zwei einzelne Träger, wirken können. Die zweckmässigste Anordnung dieser Verbindung ergibt sich durch folgende Betrachtung. Der gezogene Gurt hat das Bestreben, sich wieder zusammenzuziehen, der gedrückte Gurt dagegen das Bestreben, sich wieder auszu dehnen; beide Gurte äussern also entgegengesetzt gerichtete Kräfte, welche von einem Gurte auf den andern zu übertragen sind, um eine gegenseitige Aufhebung der Kräfte zu veranlassen und somit ein Zusammenziehen des gezogenen und ein Ausdehnen des gedrückten Gurtes zu verhindern. Die Uebertragung von einem Gurte zum anderen kann aber nur dadurch erfolgen, dass man diese Kraft in zwei Richtungen zerlegt, dass man also beide Gurte durch zwei verschieden geneigte Stabsysteme mit einander verbindet. Die Stäbe des einen Systemes werden, wie die Zerlegung sofort ergibt, auf Zug, die des anderen auf Druck beansprucht. Man nennt diese Verbindung das Gitterwerk, die einzelnen Stäbe die Gitterstäbe (franz. *le lien*, engl. *the brace*) und den ganzen Träger einen Gitterträger (franz. *la poutre en treillis*, engl. *the trellis-girder*). Die Brücken mit solchen Trägern führen den Namen Gitterbrücken (franz. *le pont en treillis*, engl. *the trellis-bridge*, *the truss-bridge*).

Statt des Namens Gitterträger gebrauchen Manche den Namen Fachwerksträger. Wieder Andere machen je nach der Construction einen Unterschied zwischen Gitterträgern und Fachwerkträgern, worauf wir später zurückkommen.

§. 2. Vergleich zwischen Gitterträgern und Blechträgern.

Bei den Blechträgern erfolgt die Verbindung der Gurte durch eine schwache Blechwand. Es ist indess klar, dass eine solche Blechwand nicht zur Aufnahme von Drücken geeignet ist, so dass die Blechwand noch besonders abgesteift werden muss. Alsdann aber ergibt sich die Blechwand zur Aufnahme des Zuges wieder zu stark, weil man aus praktischen Gründen mit der Dicke nicht unter eine gewisse Grenze herabgehen kann. Die Blechträger werden sonach eine grössere Menge von Material erfordern, als die Gitterträger. Das Verhältniss der Materialmenge der Blechträger zu der der rationell construirten Gitterträger ist beiläufig folgendes:

<i>Spannweite in Meter</i>	10	20	30	40	50	60
<i>Pro 1 Geleis 2 Träger</i>	1,05	1,11	1,17	1,23	1,30	1,36
<i>Pro 1 Geleis 1 Träger</i>	1,00	1,02	1,04	1,06	1,08	1,10

Die Gitterträger sind daher im Allgemeinen eine rationellere Construction, als die Blechträger.

Ausser der nöthigen Materialmenge kommen allerdings noch andere Rücksichten in Betracht. Der Blechträger bietet nebst der bereits besprochenen grösseren Materialmenge noch folgende Nachtheile:

1. Weniger gefälliges Aussehen, wenigstens gegenüber denjenigen Constructionen der Gitterträger, bei denen das ästhetische Element nicht ganz unberücksichtigt geblieben ist.

2. Grösserer Einfluss des Windes, in Folge der dem Winde dargebotenen grösseren Fläche.

3. Schwierigere Herstellung des Bleches gegenüber der Herstellung dünner Stäbe.

Dagegen bietet der Blechträger folgende Vortheile:

1. Grössere Einfachheit; in Folge dessen fallen die Herstellungskosten des Blechträgers geringer aus.

2. Leichtere Controle und Erhaltung des Anstrichs.

3. Freiheit von Wassersäcken, d. i. von Räumen, in denen sich das Wasser ansammeln kann.

4. Bequemere Anbringung der Querverbindungen in Folge der ebenen Wandfläche.

5. Freie Disposition über die Vertheilung der Querträger.

Trotz dieser Vortheile geben die für den Blechträger aufgezählten Nachtheile, insbesondere die grössere Materialmenge, im Allgemeinen den Ausschlag zu Gunsten der Gitterträger. Nur bei kleinen Spannweiten (unter etwa 10 bis 15 Meter) zieht man die Blechträger den Gitterträgern vor, weil

man für solche kleine Spannweiten das Gitterwerk nicht so schwach ausführen kann, als für die Beanspruchung nöthig erscheint, so dass beide Trägerarten eine nahe gleiche Materialmenge erfordern, folglich insbesondere die grössere Einfachheit des Blechträgers den Ausschlag giebt.

Dass trotzdem Blechträger bei sehr grossen Spannweiten in Anwendung gekommen sind (Britanniabücke, Conwaybücke, Victoriabücke bei Montreal, Airebücke bei Brotherthon, Brücke bei Langon u. s. w.), hat zum Theil seinen Grund darin, dass zu jener Zeit die Construction der Gitterträger noch nicht genügend ausgebildet war, also in der geschichtlichen Entwicklung, zum Theil aber auch darin, dass manche, besonders französische, Ingenieure einen besonderen Werth auf die grössere Einfachheit der Blechträger legen.

I. K a p i t e l.

Systeme in Beziehung auf die Form der Gurte.

§. 3. **Parallelträger.** Die Träger der weitaus meisten ausgeführten Gitterbrücken haben geradlinige parallele Gurte (Fig. 1 und 2). Man nennt solche Träger zum Unterschiede von Trägern mit gekrümmten Gurten Parallelträger. Man unterscheidet Träger, welche nur von Pfeiler zu Pfeiler reichen, und Träger, welche sich ohne Unterbrechung über mehrere Oeffnungen erstrecken. Die ersteren heissen einfache Träger, die letzteren continuirliche Träger (franz. *la poutre-continue*, engl. *the continuous girder*).

Fig. 1.

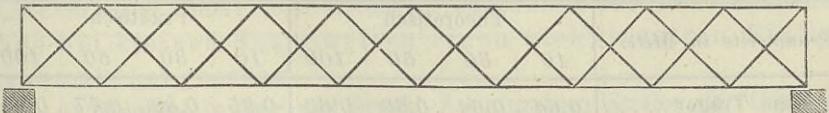
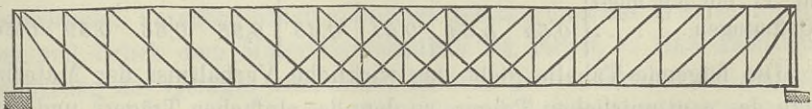


Fig. 2.



Bei Brücken, welche mehr als eine Oeffnung haben, fragt es sich, ob einfache oder continuirliche Träger vorzuziehen sind. Zur Entscheidung dieser Frage sind mehrere Umstände in Erwägung zu ziehen.

a) **Materialmenge.**

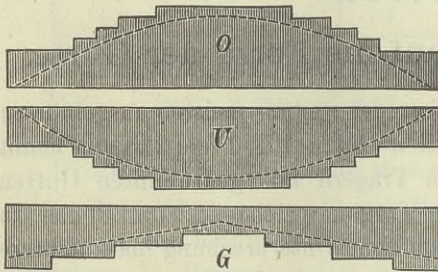
1. Kleine Spannweiten. Bei kleinen Spannweiten müssen die Gurte und Gitterstäbe einen constanten oder nahezu constanten Querschnitt erhalten, weil sich die Gurte nicht so schwach ausführen lassen, als es die Beanspruchung erfordern würde. Liegen sämtliche Stützen des continuirlichen Trägers in einer Geraden, so ergibt sich das Material beim continuirlichen Träger bei 2, 3 und 4 Oeffnungen im günstigsten Falle in den

Gurten bezüglich 1,00, 0,93, 0,96, im Gitterwerke 1,25, 1,23, 1,24 und im Ganzen 1,07, 1,02, 1,04 mal so gross, als beim einfachen Träger; continuirliche Träger erfordern also, wenn die Stützen in einer Geraden liegen, 2 bis 7 Procent mehr Material, als einfache.

Durch eine Senkung der Mittelstützen aber lässt sich die Materialmenge etwas vermindern und zwar sowohl in den Gurten, als im Gitterwerke, indem hierdurch sowohl die grössten Momente, als die grössten Transversalkräfte verkleinert werden. Gegenüber dem einfachen Träger stellt sich bei der günstigsten Senkung der Mittelstützen eine Materialersparniss von 21 bis 28 Procent heraus.

2. Grössere Spannweiten. Bei grösseren Spannweiten giebt man den Gurten und Gitterstäben nach Maassgabe der Beanspruchung einen

Fig. 3.



variablen Querschnitt. Vollständig lässt sich indessen der Theorie doch nicht entsprechen, da an einzelnen Stellen die Gurte und Gitterstäbe immerhin für die praktische Ausführung zu schwach ausfallen, und die Aenderung der Querschnitte nicht stetig, sondern staffelförmig erfolgen muss, wie Fig. 3 zeigt; je grösser die Spannweite ist, desto vollständiger

lässt sich der Theorie entsprechen.

Folgende Tabelle giebt das ungefähre Verhältniss des Volumens bei Wahl eines variablen Querschnittes zu dem bei constantem Querschnitte:

Spannweite in Meter	Theoretisch				Praktisch			
	10	30	50	100	10	30	50	100
Einfache Träger	0,64	0,64	0,63	0,63	0,95	0,82	0,77	0,75
Cont. Tr. mit 2 Oeffgn.	0,54	0,50	0,48	0,46	0,95	0,67	0,60	0,57
Cont. Tr. mit 3 u. mehr Oeffnungen	0,59	0,54	0,51	0,48	0,95	0,66	0,59	0,56

Die folgende Tabelle giebt das wirkliche Verhältniss der Materialmenge des continuirlichen Trägers zu dem des einfachen Trägers und zwar für das günstigste Verhältniss der Spannweiten:

Spannweite in Meter	Gurte			Gitterwerk			Ganzer Träger		
	2 Oeffn.	3 Oeffn.	4 Oeffn.	2 Oeffn.	3 Oeffn.	4 Oeffn.	2 Oeffn.	3 Oeffn.	4 Oeffn.
10	0,98	0,88	0,86	1,15	1,16	1,18	1,04	1,07	1,06
50	0,79	0,75	0,73	1,10	1,11	1,14	0,91	0,91	0,89
100	0,71	0,65	0,63	1,07	1,07	1,06	0,84	0,81	0,79
150	0,67	0,60	0,58	1,04	1,03	1,01	0,80	0,76	0,72

Dass sich die Materialmenge bei kleinen Spannweiten verhältnissmässig grösser ergibt, als bei grossen, hat darin seinen Grund, dass die Momente und Transversalkräfte bei der ungünstigsten partiellen Belastung grösser sind, als bei totaler Belastung, dass aber bei grossen Spannweiten das einer totalen Belastung entsprechende Eigengewicht, bei kleinen dagegen die partiell anzunehmende zufällige Last überwiegend ist.

Hiernach beträgt die Ersparniss bei Anwendung continuirlicher Träger gegenüber einfachen Trägern von 50, 100, 150 Meter Spannweite bezüglich etwa 10, 19, 24 Procent. Die Ersparniss wächst also mit der Spannweite. Unter etwa 25 Meter Spannweite ergibt sich keine Ersparniss.

b) **Einsenkung.** Die Einsenkung der continuirlichen Träger ist geringer, als die der einfachen Träger. Bei der für die Einsenkung am ungünstigsten wirkenden Belastungsweise ist die grösste Einsenkung des continuirlichen Trägers bei 10, 50, 100, 150 Meter Spannweite ungefähr 27, 32, 38, 42 Procent geringer, als die Einsenkung des entsprechenden einfachen Trägers. Ein grosses Gewicht ist indess auf diese geringe Einsenkung nicht zu legen.

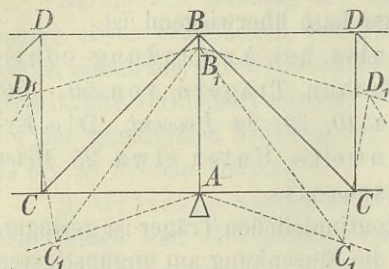
c) **Ungleiche Höhenlage der Stützen.** Die Anwendung der continuirlichen Träger setzt unbedingt voraus, dass die der Berechnung zu Grunde gelegte Höhenlage der Stützen auch genau hergestellt und erhalten werde, weil eine geringe Abweichung hiervon eine bedeutende Aenderung der Beanspruchung hervorbringen kann. So z. B. ändert sich das grösste Moment um 10 Procent, wenn sich die Höhe der Mittelpfeiler bei einer Spannweite von 10, 50, 100, 150 Meter bei Trägern mit 2 Feldern um bezüglich 0,4, 2,0, 4,8, 5,6 Centimeter, bei Trägern mit 3 Feldern um ungefähr 0,5, 2,9, 6,3, 8,3 Centimeter ändert. Man ersieht hieraus, dass Fehler in der Höhenlage bei kleinen Spannweiten einen viel grösseren Einfluss haben als bei grossen.

d) **Wechsel in Zug und Druck.** An einzelnen Stellen der Gurte der continuirlichen Träger wird das Material sowohl auf Zug, als auf Druck beansprucht. Versuche haben allerdings gelehrt, dass der Wechsel zwischen Zug und Druck dem Materiale schädlich ist, indem es eine nachtheilige Aenderung des Gefüges veranlasst. Es sind dies indess gerade diejenigen Stellen, wo die Spannungen am kleinsten sind und wo man die Querschnitte meist stärker hält, als es die Spannungen erfordern würden. Es ist daher wohl auf die angedeutete Befürchtung, wenn sonst die Construction eine geeignete ist, kein hoher Werth zu legen. Das Gitterwerk wird bei einfachen und continuirlichen Trägern zum Theil auf Zug und Druck beansprucht, nur ist die Ausdehnung dieser Stelle bei den continuirlichen Trägern grösser, als bei den einfachen.

e) **Schwierigkeit der genauen Berechnung.** Man wirft den continuirlichen Trägern auch wohl vor, dass eine genaue Berechnung mit Berücksichtigung des variablen Eigengewichtes und der wirklichen Be-

lastung durch isolirte Raddrücke auf zu grosse Schwierigkeiten stosse. Der heutige Standpunkt der Theorie erlaubt indess wohl, diese Schwierigkeiten zu überwinden. Nur hinsichtlich eines bisher wenig beachteten Punktes befindet sich die Theorie noch im Argen. In Folge der Aus-

Fig. 4.



dehnung und Zusammendrückung der bezüglich gezogenen und gedrückten Theile würde sich in den Gurten über den Pfeilern eine starke Einknickung oder ein Knick bilden, d. h. ein stumpfer Winkel C_1AC_1 , $D_1B_1D_1$ (Fig. 4) entstehen, wenn die einzelnen Theile gelenkartig mit einander verbunden wären. Bezeichnet man die gegenseitige Rich-

tungsänderung der zu beiden Seiten der Stütze liegenden Gurtstücke mit δ , die relative Längenänderung des Eisens beim Maximum der Beanspruchung mit ε , so ist je nach der Anordnung der Bänder und des Gitterwerkes $\delta = 6\varepsilon$ bis 8ε , oder da ungefähr $\varepsilon = 0,00038$ ist, $\delta = 0,0023$ bis $0,0030$ oder in Gradmaass $\delta = 7$ bis 10 Minuten, während die gegenseitige Richtungsänderung der Gurtstücke an den übrigen Knotenpunkten im Maximum nur 2ε bis 4ε oder in Gradmaass $52\frac{1}{2}$ bis 5 Minuten beträgt. Sind nun wie gewöhnlich, keine Gelenke vorhanden, so nehmen die Gurte eine stetige Krümmung an, welche die Beanspruchung im Allgemeinen ein wenig erhöht; über den Stützen ist diese Krümmung besonders stark und erhöht die Beanspruchung nicht unwesentlich. Ausserdem erfordert dieser Umstand eigentlich auch eine Modification der Theorie der continuirlichen Träger, welche bisher vernachlässigt wurde. Im theoretischen Theile werden wir näher darauf eingehen.

f) **Aufstellung.** Continuirliche Träger von grosser Spannweite lassen sich in manchen Fällen mit geringeren Kosten aufstellen, als einfache Träger, da sich die ganze Construction, nachdem sie in der Verlängerung der Brückenaxe montirt wurde, über die Pfeiler hinüberschieben lässt, während einfache Träger entweder an Ort und Stelle auf einem, oft mit grossen Kosten herzustellenden Baugerüste montirt oder in umständlicher Weise auf Schiffen transportirt und sodann gehoben werden müssen. Kleine Spannweiten kommen nur dann in Anwendung, wenn die Pfeiler billig herzustellen sind, in welchem Falle aber auch ein Baugerüst ohne grosse Kosten möglich ist, so dass sich der erwähnte Vortheil der continuirlichen Träger hauptsächlich auf grosse Spannweiten bezieht. Einfache Träger bieten bei kleinen Spannweiten sogar den Vortheil, dass oft ein Transport der Träger im Ganzen aus der Werkstätte, wo eine leichtere Herstellung möglich ist, nach dem Bauplatze möglich wird.

Aus dem Gesagten lässt sich nun wohl der Schluss ziehen, dass die continuirlichen Träger bei grossen Spannweiten den einfachen Trägern vorzuziehen sind.

Bei kleinen Spannweiten könnte es allerdings noch fraglich erscheinen, ob es nicht ebenfalls rathsam sei, continuirliche Träger, aber mit gesenkten Mittelstützen, in Anwendung zu bringen, da sich hierdurch in den Trägern *21 bis 28 Procent* gewinnen lässt. Wenn man indessen bedenkt, dass dieser Vortheil durch eine geringe Aenderung der Höhenlage der Stützen verloren gehen kann und dass ausserdem die continuirlichen Träger mit kleinen Spannweiten auch bei der Aufstellung eher Nachtheile als Vortheile bieten, so kommt man wohl zu dem Schlusse, dass continuirliche Träger für kleine Spannweiten unzweckmässig sind.

Eine bestimmte Grenze der Spannweite lässt sich allerdings schwer angeben; sie dürfte etwa zwischen *35 und 50 Meter* liegen.

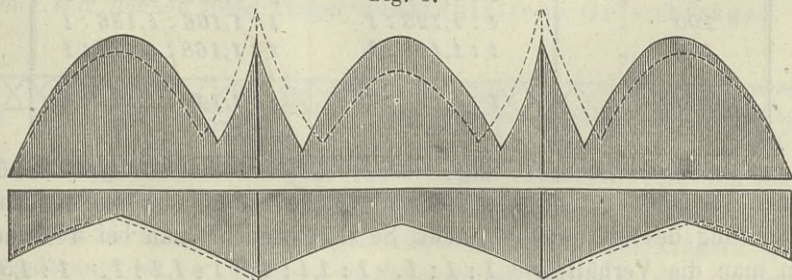
Der bei Weitem grössere Theil der ausgeführten Brücken mit mehreren Oeffnungen von grosser Weite hat continuirliche Träger. Bei kleinen Spannweiten sind indessen meist einfache Träger angewendet. Manche Ingenieure verwerfen die continuirlichen Träger der erwähnten Nachtheile wegen sogar für grosse Spannweiten. Brücken mit absichtlich gesenkten Mittelstützen sind mir nicht bekannt.

§. 4. Anordnung der continuirlichen Träger.

a) **Höhenlage der Stützen.** Bereits im vorigen §. ist bemerkt worden, dass grosse Sorgfalt auf die genaue Herstellung und Erhaltung der der Berechnung der Träger zu Grunde gelegten Höhenlagen der Stützen zu verwenden ist. Bei der Besprechung der Lager werden wir näher hierauf eingehen. Eine absichtliche Senkung der Mittelstützen führt bei grösseren Spannweiten keine Verminderung, sondern eine Vermehrung der Materialmenge herbei. Dennoch aber bietet eine Senkung der Mittelstützen den Vortheil, dass sie eine gleichmässigeren Vertheilung des Materiales herbeiführt.

Bei gleicher Höhenlage der Stützen sind nämlich die Momente über den Stützen wesentlich grösser, als an den übrigen Stellen; durch eine Senkung der Mittelstützen werden die Momente über den Pfeilern etwas vermindert, die Momente in den mittleren Theilen der Felder etwas vermehrt, so dass eine grössere Gleichmässigkeit eintritt. Dasselbe geschieht in Beziehung auf die Transversalkräfte. In Fig. 5 sind beispielsweise die

Fig. 5.



Momente und Transversalkräfte für eine gleiche Höhenlage der Stützen durch eine punktirte Linie, für diejenige Senkung der Mittelstützen, bei

welchen die Momente über den Pfeilern und die Maximalmomente in den äusseren Feldern gleich werden, durch Schraffur dargestellt.

Aus der Verminderung der grössten Momente erwächst für grosse Spannweiten die Möglichkeit einer etwas rationelleren Construction der Gurte an den betreffenden Stellen.

Die Senkung der Stützen bietet aber folgende Nachtheile: 1. Die Materialmenge wird hierdurch, wie bereits erwähnt, etwas vermehrt und zwar, wenn die grössten Momente möglichst gleich werden sollen, um etwa 4 Procent. 2. Die Anbringung einer horizontalen Fahrbahn an den nicht horizontalen Trägern bietet einige Schwierigkeit. Jedoch ist dieser Umstand ohne wesentliche Bedeutung. Der Umstand, dass eine grössere Materialmenge nöthig wird, führt aber gegenüber dem Umstande, dass der Vortheil der gleichmässigen Materialvertheilung von keinem sehr hohen Werthe ist, zu dem Schlusse, dass gesenkte Mittelstützen nicht zu empfehlen sind.

Eine Materialverminderung bis zu etwa 0,7 Procent liesse sich durch eine Hebung der Mittelstützen erzielen. Da indess dieser Gewinn nur sehr gering ist und andererseits durch eine Hebung eine noch grössere Ungleichmässigkeit in den Momenten und Transversalkräften entsteht, so ist auch eine Hebung der Mittelstützen nicht zu empfehlen. Eine gleiche Höhenlage aller Stützen erscheint also am geeignetsten.

b) **Verhältniss der Spannweiten.** Bei Trägern, welche über mehr als zwei Oeffnungen hinwegreichen, ist das Verhältniss der Spannweiten der einzelnen Felder auf die nöthige Materialmenge von Einfluss. Jedenfalls wird man dieses Verhältniss so wählen, dass die Materialmenge ein Minimum wird, wenn nicht etwa andere Rücksichten (Terrainverhältnisse, Beschaffenheit des Grundes u. s. w.) ein anderes Verhältniss bedingen.

Das zweckmässigste Verhältniss der Spannweiten, bei welchem ein Minimum von Material nöthig ist, ist in folgender Tabelle angegeben:

Spannweite	3 Oeffnungen	4 Oeffnungen
10 Meter	1 : 1,108 : 1	1 : 1,122 : 1,122 : 1
50 "	1 : 1,111 : 1	1 : 1,129 : 1,129 : 1
100 "	1 : 1,125 : 1	1 : 1,136 : 1,136 : 1
150 "	1 : 1,148 : 1	1 : 1,168 : 1,168 : 1
Mittel	1 : 1,12 : 1	1 : 1,14 : 1,14 : 1
Circa	7 : 8 : 7	7 : 8 : 8 : 7

Es ist indess nicht nöthig, sich an diese Zahlen streng zu binden, da man schon bedeutend von ihnen abweichen kann, ehe eine merkliche Vermehrung des Materials entsteht. So z. B. braucht man bei 4 Feldern, wenn man die Verhältnisse 1 : 1 : 1, 1 : 1,1 : 1, 1 : 1,2 : 1, 1 : 1,3 : 1 wählt, bei 50 Meter Spannweite bezüglich 1,6, 0,1, 0,9, 1,6 Procent, bei 100 Meter Spannweite bezüglich 1,6, 0,1, 0,5, 1,1 Procent und bei 150

Meter Spannweite bezüglich 1,4, 0,1, 0,2, 0,7 Procent mehr Material, als wenn man dasjenige Verhältniss anwendet, für welches die Materialmenge ein Minimum wird. Man kann daher von den angegebenen Verhältnissen recht wohl so weit abweichen, als es die Austheilung des Gitterwerkes und der Querträger erfordert.

Bei den angegebenen Zahlen ist vorausgesetzt, dass die Querschnitte variabel seien und sämmtliche Stützen in einer Geraden liegen.

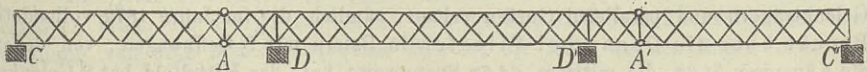
e) **Anzahl der Oeffnungen.** Je grösser die Anzahl der Oeffnungen ist, welche mit je einem continuirlichen Träger überspannt werden, desto grösser ist die Verschiebung der Enden in Folge der Temperatur, desto schwieriger wird also die Anordnung des Lagers und der Compensationsvorrichtung der Bahn. Die Tabelle des vorigen §. zeigt aber, dass die Materialmenge schon bei drei und vier Oeffnungen fast gleich gross ist.

Es erscheint daher nicht gerathen, je einen continuirlichen Träger über mehr als drei oder höchstens vier Oeffnungen reichen zu lassen.

§. 5. Continuirliche Gelenkträger mit parallelen Gurten.

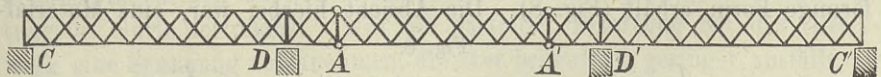
Die bereits in §. 3 genannten Nachteile der continuirlichen Träger, nach welchen eine Aenderung der Höhenlage der Stützpunkte Aenderungen in der Beanspruchung herbeiführt und eine genaue Berechnung der continuirlichen Träger mit Schwierigkeiten verknüpft ist, lassen sich vollständig beheben, wenn man den Träger durch gelenkartige Verbindungen derart theilt, dass jeder Theil nur durch zwei Stützpunkte unterstützt ist, die Druckvertheilung also nach rein statischen Gesetzen erfolgt. Hiernach müssen Felder mit zwei Gelenken und mit keinem Gelenke abwech-

Fig. 6.



seln; an den Enden lassen sich Felder mit keinem Gelenke oder mit einem Gelenke anwenden, so dass also zwei verschiedene Anordnungen möglich sind, wie die Figuren 6 und 7 für Brücken mit drei Feldern zeigen. Wir nennen diese Träger continuirliche Gelenkträger. Sie

Fig. 7.



wurden zuerst von Gerber angegeben, welchem sie patentirt sind; von diesem wurden sie Träger mit freiliegenden Stützpunkten genannt.

Während man bei den eigentlichen continuirlichen Trägern durch die Aenderung des Verhältnisses die Spannweiten, sowie in der Aenderung der Höhenlage der Stützpunkte zwei Mittel hat, die Beanspruchung oder die nöthige Materialmenge zu ändern, so hat man hier ausser in der

Aenderung des Verhältnisses der Spannweiten in der Aenderung der Lage der Gelenke ein Mittel, die Beanspruchung oder die nöthige Materialmenge zu ändern. Im Allgemeinen erscheint es rathsam, dasjenige Verhältniss der Spannweiten und diejenige Lage der Gelenke zu wählen, für welche die Materialmenge ein Minimum wird. Für Träger mit drei Feldern giebt folgende Tabelle diese günstigsten Verhältnisse, sowie das denselben entsprechende Verhältniss der Materialmenge gegen einfache Träger mit gleicher mittlerer Spannweite. Hierin ist mit l_1 und l bezüglich die Spannweite der äusseren und des mittleren Feldes und mit a der Abstand der Gelenke A von den Mittelstützen D bezeichnet.

Spannweite	I. System (Fig. 6)					II. System (Fig. 7)				
	10	50	100	150	Met.	10	50	100	150	Met.
$b =$	1,12	1,13	1,14	1,15	$.l_1$	1,01	1,04	1,12	1,19	$.l_1$
$a =$	0,18	0,20	0,22	0,22	$.l$	0,15	0,17	0,20	0,23	$.l$
Gewichtsverh. zum einfachen Träger	0,96	0,87	0,78	0,74	—	0,96	0,85	0,80	0,76	—

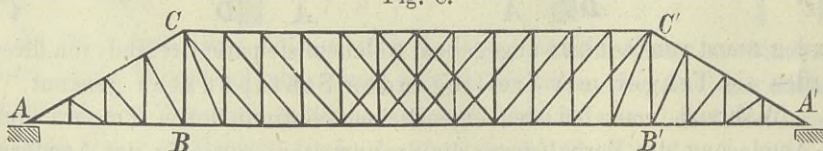
Hiernach beträgt die Ersparniss gegenüber einfachen Trägern bei Spannweiten von 10, 50, 100, 150 Meter bezüglich 7, 14, 21, 25 Procent. Die Ersparniss wächst also auch hier mit der Spannweite; sie ist, namentlich bei kleineren Spannweiten, selbst grösser, als bei eigentlichen continuirlichen Trägern. Beide Systeme zeigen sich nahezu gleich günstig.

Hiernach verdienen die continuirlichen Gelenkträger jedenfalls eine besondere Beachtung und es ist wohl kein Zweifel, dass sie in der Folge eine ausgedehntere Anwendung finden werden.

Bis jetzt ist, soviel uns bekannt, nur erst eine Brücke mit continuirlichen Gelenkträgern und parallelen Gurten erbaut, nämlich die im Jahre 1872 vollendete Brücke über die Donau bei Vilsofen in Baiern mit 5 Oeffnungen, von denen die 4 äusseren 51,6^m, die mittlere 64,5^m Spannweite hat; das Mittelfeld hat 2 Gelenke, jedes äussere Feld 1 Gelenk.

§. 6. **Trapezträger.** Von Köstlin und Battig wurde eine Trägerform in Anwendung gebracht, bei welcher der obere Gurt zum grössten Theile parallel dem geraden Untergurte, an den Enden aber geradlinig nach abwärts geführt ist, so dass der Träger eine trapezförmige Form erhält (Fig. 8). Die Absicht hierbei war, eine Material-

Fig. 8.



ersparniss gegenüber der gewöhnlichen Form der Parallelträger zu erzielen. In der That wird eine solche bei geeigneter Länge der dreieckigen

Enden erreicht; der Obergurt wird zwar etwas länger und beide Gurten werden an den Enden der geringeren Höhe wegen etwas stärker; dagegen fallen die Endständer ganz weg und die Gitterstäbe ergeben sich an den Enden wesentlich schwächer und kürzer. In folgender Tabelle ist das Verhältniss der Materialmenge gegen einen gewöhnlichen einfachen Parallelträger zusammengestellt; hierbei ist mit l die Spannweite, mit h die Trägerhöhe AC und mit a die Länge $AB = A'B'$ der dreieckigen Enden bezeichnet.

	$\frac{a}{l}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Gewichtsverhältniss gegen den einfachen Parallelträger	$\frac{h}{l} = \frac{1}{10}$	1,00	0,93	0,92	1,07	1,27	1,54
	$\frac{h}{l} = \frac{1}{8}$	1,00	0,91	0,95	1,03	1,20	1,47

Hiernach ergibt sich für eine Höhe von $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{8}$ der Spannweite ein Minimum von Material für $a = 0,11 l$ und $a = 0,14 l$, allgemein annähernd für

$$a = 0,006 l + 1,08 h.$$

Der entsprechende Gewinn beträgt für die Höhe von $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{8}$ der Spannweite bezüglich 7 und 10 Procent, allgemein ungefähr $(120 \frac{h}{l} - 5)$ Procent.

Diesem Vortheile gegenüber steht allerdings die unschöne Form, die theils durch die Form des Gurtes, theils durch die Unregelmässigkeiten im Gitterwerke entsteht, indess durch geeignete Decoration (Fig. 43) gemildert werden kann.

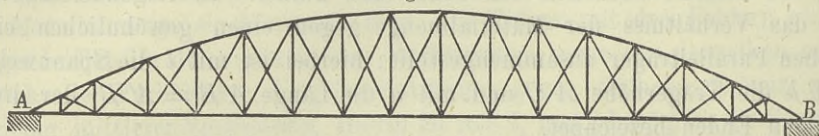
Bis jetzt bestehen zwei solche Brücken dieses Systemes über den Donau-canal in Wien, die Brigittabrücke und die Sophienbrücke, beide mit einer Oeffnung von 65,1 Meter Lichtweite. Hier ist die Höhe an den Enden nicht ganz Null, sondern $= 0,30 h$; ferner ist $h = 0,10 l$, $a = 0,11 l$.

§. 7. Parabelträger. Wenn man beide Gurte oder nur einen Gurt derart krümmt, dass der Abstand beider Gurte an einer beliebigen Stelle dem an derselben bei totaler Belastung wirksamen Momente proportional ist, so hat das Gitterwerk bei totaler Belastung keine Spannung aufzunehmen, indem sich der Druck, entsprechend dem Bogenträger, in der Richtung der Gurte fortpflanzt. Nur bei partieller Belastung hat das Gitterwerk eine Spannung aufzunehmen, die aber bedeutend geringer ausfällt, als beim Parallelträger.

Das Moment bei totaler Belastung lässt sich durch eine Parabel darstellen. Nach dem Gesagten wird daher entweder nur der eine Gurt oder es werden beide Gurte parabolisch gekrümmt sein müssen. Man nennt daher diese Träger allgemein Parabelträger (franz. *la poutre parabolique*, engl. *the parabolic truss*). Man kann drei Arten derselben unterscheiden:

1. Bogensehnenträger (franz. *la poutre en bowstring*, engl. *the bowstring-girder*), bei denen nur der obere Gurt gekrümmt ist (Fig. 9). Die Bahn liegt hier stets in der Höhe des Untergurtes.

Fig. 9.



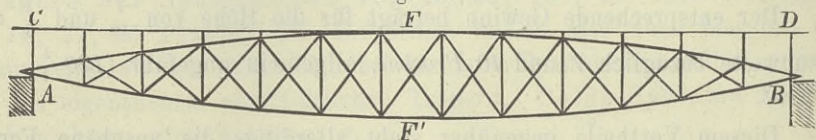
2. Fischbauchträger (engl. *the fish-bellied girder*), bei denen nur der untere Gurt gekrümmt ist (Fig. 10). Die Bahn liegt hier stets in der Höhe des Obergurtes.

Fig. 10.



3. Fischträger oder Linsenträger (engl. *the bowstring suspension girder, the Brunel-girder*), bei denen beide Gurte gekrümmt sind (Fig. 11). Die Höhenlage der Bahn gegen den Träger findet man hier verschieden.

Fig. 11.



Abweichend vom Parallelträger ist die Spannung des geraden Gurtes constant; die des gekrümmten Gurtes wächst von der Mitte nach den Enden hin, ist indess ebenfalls nahezu constant (Fig. 12).

Die seit 1834 in Anwendung gekommenen Laves'schen Träger, welche wahrscheinlich den Anlass zur Erfindung der Parabelträger gegeben haben, gehören nicht zu den Gitterträgern, da bei ihnen meist das Gitterwerk fehlt. Am meisten sind die Parabelträger in England und Amerika, etwas seltener in Deutschland zur Anwendung gekommen und zwar fast stets als Bogensehnenträger. Die grösste Spannweite hat die Tamarbrücke bei Saltash von Brunnel (1850) mit Fischträgern von 135,7 Meter Weite. Die Fischbauchträger sind für grössere Spannweiten noch nicht zur Anwendung gekommen und selbst bei kleineren Spannweiten findet man sie selten.

§. 8. Vergleich der Parabel- und der Parallelträger. Der Vergleich dieser Träger gegenüber den einfachen Parallelträgern stellt sich im Allgemeinen folgendermassen heraus:

1. **Material.** Das Material im Gitterwerke ergibt sich bedeutend geringer, als beim Parallelträger. Folgende Tabelle giebt das Verhältniss des Materiales im Parabelträger zu dem in einem einfachen oder continuirlichen Parallelträger:

Spannweite in Meter	10	30	50	100	150
untere Grenze	0,25	0,23	0,20	0,14	0,09
obere Grenze	0,43	0,38	0,32	0,22	0,15

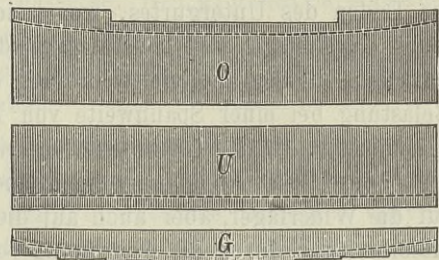
Der Gewinn ist also *57 bis 91 Procent*. Dass sich das Material bei grossen Spannweiten verhältnissmässig kleiner ergibt, als bei kleinen, hat seinen Grund darin, dass das Eigengewicht keine Spannungen im Gitterwerke erzeugt und das Eigengewicht bei grossen Spannweiten gegen die zufällige Last überwiegt, während bei kleinen das umgekehrte stattfindet.

Das Material in den Gurten ergibt sich bei gleicher Höhe in der Mitte beim Parabelträger grösser, als beim Parallelträger, und zwar in Wirklichkeit *1,25 bis 1,61mal* so gross, als beim continuirlichen Parallelträger. Nun aber lässt sich die Höhe beim Parabelträger, wie wir später (§. 15) nachweisen werden, grösser annehmen, als beim Parallelträger und zwar etwa *1,25 mal* so gross. Alsdann ist das Verhältniss des Volumens der Gurte zu dem der Gurte des Parallelträgers durch folgende Tabelle dargestellt:

<i>Spannweite in Meter</i>	10	30	50	100	150
Gegen einfache Träger, theoretisch	1,24	1,24	1,24	1,24	1,24
" " " praktisch	0,96	1,11	1,19	1,21	1,22
Gegen continuirl. Träger, theoretisch	1,52	1,63	1,72	1,89	2,04
" " " praktisch	1,06	1,36	1,56	1,82	2,00

Dass sich das Volumen des Gurtes im Parabelträger dem im Parallelträger praktisch mehr nähert, als theoretisch, hat seinen Grund darin, dass man sich beim Parabelträger dem theoretischen Resulte viel besser anschmiegen kann, als beim Parallelträger, weil sich der Querschnitt des Gurtes hier nahezu constant ergibt (Fig. 12).

Fig. 12.



Das Verhältniss des ganzen Volumens des Parabelträgers zu dem des Parallelträgers ist nun annähernd durch folgende Tabelle dargestellt:

<i>Spannweite in Meter</i>	10	30	50	100	150
Gegen einfache Träger, theoretisch	0,93	0,92	0,90	0,89	0,88
" " " praktisch	0,74	0,80	0,83	0,83	0,82
Gegen continuirl. Träger, theoretisch	0,98	1,00	1,02	1,12	1,18
" " " praktisch	0,73	0,83	0,93	1,02	1,07

Hieraus geht hervor, dass Parabelträger *18 bis 26 Procent* weniger Material erfordern, als Parallelträger; dass sie aber nur bei kleinen Spannweiten bis zu etwa *85 Meter* weniger, bei grossen Spannweiten dagegen mehr Material erfordern, als continuirliche Träger.

2. Herstellung. Die Herstellung der Parabelträger ist schwieriger, als die der Parallelträger, theils wegen der gekrümmten oder eckigen Form der Gurte, theils wegen der complicirteren Endverbindungen, theils wegen der grösseren Mannigfaltigkeit der Verbindungen an den Knotenpunkten, theils endlich, weil bei den Fischträgern die Verbindung der horizontalen Bahn mit den Trägern besondere Constructions nōthig macht. Wegen der Verschiedenheit in den Constructionsdetails und den verschiedenen Längen der Theile tritt auch ein grösserer Verschnitt ein. In dieser Hinsicht stehen sie also den Parallelträgern nach. Die für die continuirlichen Träger erwähnte Aufstellungsweise durch Hinüberschieben ist hier ebenfalls nicht möglich.

3. Absteifung. Unter Umständen kann auch die Anordnung von Querverbindungen, welche den Zweck haben, die verticale Lage der Träger zu erhalten, schwieriger sein, als beim Parallelträger, weil die Höhe der Träger nach den Enden in Null übergeht. Insbesondere tritt dieser Fall bei den Bogensehnenträgern ein, bei denen es am geeignetsten erscheint, die Bahn am unteren horizontalen Gurte anzubringen, wo aber dann natürlich über der Bahn nicht immer der nōthige Raum zur sicheren Querverbindung vorhanden ist. (Weiteres hierüber bei den Querconstructions.)

4. Verschiebungen der Lager. Bei den Parallelträgern verrücken sich die Enden des Untergurtes, wenn sich der Träger in Folge einer Belastung durchbiegt, weil sich alsdann der Untergurt ausdehnt. Diese Verschiebung beträgt beispielsweise bei einem einfachen Träger bei totaler Belastung bei einer Spannweite von 10, 30, 50, 100, 150 Meter bezüglich 0,2, 0,6, 0,8, 1,1, 0,9 Centimeter, bei einem Bogensehnenträger fast ebensoviel. Diese Verrückungen erzeugen eine nachtheilige Wirkung, insbesondere auf die Widerlager, aber auch auf die Eisenconstruction selbst. Man kann dieselbe zwar durch die Anordnung von Walzenlagern schwächen, indessen doch nicht ganz beseitigen. Dieser Uebelstand lässt sich bei einem Träger mit gerader neutraler Axe nur dadurch beseitigen, dass man die Auflagerflächen in die neutrale Axe legt. Bei Parallelträgern würde dies auf praktische Schwierigkeiten stossen. Bei Fischträgern ist diese Bedingung aber leicht zu erfüllen. Die neutrale Axe wird hier nur dann gerade sein, wenn die Abstände der Gurte von derselben proportional sind den für die Gurte angewendeten Sicherheitscoefficienten, getheilt durch die betreffenden Elasticitätscoefficienten. Bei Anwendung von Schmiedeeisen für beide Gurte würde diese Bedingung durch eine symmetrische Anordnung des Trägers in Beziehung auf die horizontale Axe erreicht, da die Sicherheits- und Elasticitätscoefficienten für Zug und Druck nahezu gleich sind.

Bei den Bogensehnenträgern und Fischbauchträgern tritt in Folge der gekrümmten Form der Axe eine Verrückung der Enden ein. Wenn die Querschnitte genau der Theorie entsprechen, so ist die Verrückung 0,92 von der für Parallelträger; in Wirklichkeit ist sie fast eben so gross.

Jedenfalls ist diese Eigenschaft der Fischträger eine sehr werthvolle; jedoch nicht so hoch anzuschlagen, dass dieselben aus diesem Grunde unbedingt den Parallel-, Bogensehnen- und Fischbauchträgern vorzuziehen wären, weil sich ja auch hier die schädliche Wirkung der Verrückungen durch Walzenlager abschwächen lässt.

5. **Einbiegung.** Die Einbiegung der Parabelträger ist etwas grösser, als die der Parallelträger; bei gleicher Höhe würde sie *1,39 bis 1,73 mal* so gross sein, als die eines einfachen Parallelträgers; nimmt man aber die Höhe $\frac{5}{4}$ von der des Parallelträgers, so ist sie nur *1,11 bis 1,38 mal* so gross, so dass hierin nur ein geringer Unterschied stattfindet.

Aus dem Gesagten dürfte sich nun schliessen lassen:

a) Bei Brücken mit einer Oeffnung dürften die Parabelträger den Parallelträgern, besonders der geringeren Materialmenge wegen, vorzuziehen sein, namentlich dann, wenn eine grössere Anzahl solcher Träger mit gleicher Spannweite herzustellen ist, so dass ein grösserer Ausgleich in Betreff der grösseren Schwierigkeit der Herstellung und des grösseren Verschnittes eintritt, und wenn eine genügende Absteifung möglich ist.

b) Bei Brücken mit mehreren Oeffnungen gilt bei kleinen Spannweiten bis zu etwa *30 bis 50 Meter* dasselbe. Bei grösseren Spannweiten aber dürften die continuirlichen Träger den Vorzug verdienen, namentlich, wenn die continuirlichen Träger eine besondere Erleichterung in der Aufstellung bieten.

§. 9. **Pauli'sche Träger.** Die von Pauli erfundenen Träger sind eine Abart der Parabelträger. Die Gurte haben eine solche Form, dass die Spannung derselben eine constante ist, der Querschnitt also ebenfalls ein constanter wird. Diese Bedingung lässt sich indessen nur bei den Fischträgern erfüllen.

Während bei den Parabelträgern die Trägerhöhe h im Abstände x von dem einen Ende bei der mittleren Höhe h_0 und der Spannweite l durch die Formel

$$h = 4 h_0 \frac{x}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

bestimmt ist, ist dieselbe bei den Pauli'schen Trägern annähernd durch die Formel

$$h = 4 h_0 \frac{x}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right) \left[1 + 2 \frac{h_0^2}{l^2} \left(1 - 2 \frac{x}{l}\right)^2\right]$$

bestimmt, wonach sich die Höhe in den einzelnen Querschnitten bei gleicher Höhe in der Mitte etwas grösser ergibt, als beim Parabelträger.

Die Materialmenge ist im Verhältnisse zu der des Parabel-Fischträgers folgende:

Spannweite in Meter		10	30	50	100	150
Theoretisch:	Gurte	0,969	0,969	0,969	0,969	0,969
	Gitterwerk .	1,038	1,053	1,062	1,078	1,169
	ganzer Träger	0,979	0,979	0,979	0,980	0,980
Praktisch:	ganzer Träger	0,970	0,975	0,978	0,980	0,980

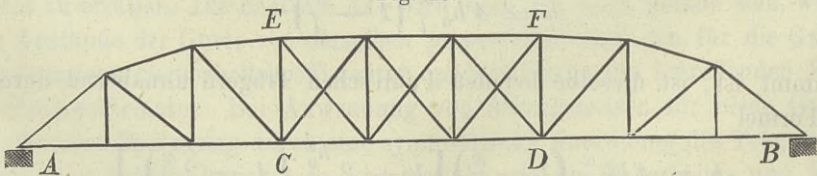
Hiernach erspart man in den Gurten theoretisch circa 3 Procent, während man im Gitterwerke 4 bis 17 Procent mehr Material braucht; in Wirklichkeit erspart man in den Gurten noch etwas mehr, weil man sich dem constanten Querschnitte praktisch vollkommener anschliessen kann, als dem nicht ganz constanten Querschnitte der Parabelträger. Im Ganzen erspart man an Material 2 bis 3 Procent.

Da sich Nachtheile gegenüber den Parabelträgern wohl nicht anführen lassen, so ist der Pauli'sche Träger dem Parabel-Fischträger vorzuziehen.

Die Pauli'schen Träger sind seit dem Jahre 1857 mehrfach in Deutschland zur Anwendung gekommen. Die grösste Spannweite, nämlich 105,2 Meter, hat die Rheinbrücke bei Mainz.

§. 10. Schwedler'sche Träger. Die Theorie weist nach, dass in einem Parallelträger jeder Gitterstab entweder nur auf Zug, oder nur auf Druck beansprucht wird, mit Ausnahme eines mehr oder minder langen Stückes in der Mitte des Trägers. Bei dem Parabelträger wird dagegen jeder Gitterstab sowohl auf Zug, als auf Druck beansprucht, was eine schwierigere Construction des Gitterwerkes und eine grössere Materialmenge in demselben herbeiführt. Es giebt nun eine gekrümmte Form der Gurte, bei welcher der Uebergang aus dem einen Falle in den anderen stattfindet, bei welchem also eben noch jeder Gitterstab nur auf Zug oder auf Druck beansprucht wird. Bei dem mittleren Theile des Trägers ist dies indess nicht mehr möglich, ohne eine unpraktische Gurtform zu erhalten; für den mittleren Theil sind daher gerade Parallelgurte beizubehalten (Fig. 13).

Fig. 13.



Diese Träger kamen zuerst (1866) durch Schwedler in Anwendung.

Die Höhe h in einem äusseren Theile im Abstände x von einem Ende ist, wenn l die Spannweite, h_0 die mittlere Höhe, g das Eigengewicht, p die zufällige Last pro Längeneinheit bezeichnet, bestimmt durch die Formel

$$h = \frac{h_0 g}{l} \left[\sqrt{1 + \frac{p}{g} + 1} \right]^2 \frac{x(l-x)}{gl + px}$$

Die Länge l_1 jedes äusseren Theiles ist:

$$l_1 = l \frac{g}{p} \left[\sqrt{1 + \frac{g}{p} - 1} \right]$$

Hiernach ergibt sich für $l = 10, 30, 50, 100, 150$ Meter bezüglich $l_1 = 0,24, 0,35, 0,38, 0,44, 0,45$ l.

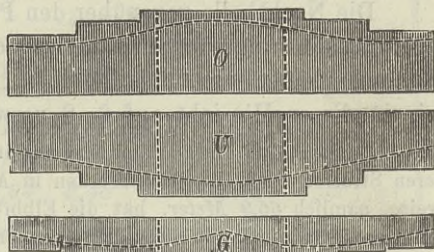
Der Untergurt ist bei allen ausgeführten Trägern dieser Art gerade angenommen. Der Obergurt erhält alsdann in den äusseren Theilen eine hyperbolische Krümmung oder vielmehr eine entsprechende polygonale Form.

Der Vergleich der Schwedler'schen Träger mit den Parallel- und Parabelträgern stellt sich folgendermassen heraus:

1. **Material.** Die Gurtspannungen nehmen von der Mitte nach den Enden hin etwas ab (Fig. 14), so dass sich das Material in den Gurten etwas kleiner ergibt, als beim Parabelträger von gleicher Höhe.

Das Material des Gitterwerkes ergibt sich bei kleinen Spannweiten grösser, bei grossen dagegen um Weniges kleiner, als beim Parabelträger. Folgende Tabelle giebt das ungefähre Verhältniss des Materials zu dem eines einfachen und continuirlichen Parallelträgers (von $\frac{4}{5}$ so grosser Höhe) und eines Parabelträgers von gleicher Höhe:

Fig. 14.



Spannweite in Meter.		10	30	50	100	150
Gegen den einfachen Parallelträger	Gurte . . .	0,77	0,90	1,00	1,09	1,15
	Gitterwerk	0,49	0,40	0,31	0,16	0,11
	im Ganzen	0,67	0,69	0,70	0,70	0,71
Gegen den continuirlichen Parabelträger	Gurte . . .	0,85	1,08	1,32	1,65	1,91
	Gitterwerk	0,41	0,35	0,28	0,14	0,10
	im Ganzen	0,65	0,71	0,77	0,84	0,91
Gegen den Parabelträger .	Gurte . .	0,81	0,83	0,85	0,90	0,94
	Gitterwerk	1,14	1,06	0,99	0,76	0,71
	im Ganzen	0,90	0,88	0,87	0,89	0,93

Hiernach ergibt sich die gesammte Materialmenge kleiner, als beim einfachen und continuirlichen Parallelträger und auch kleiner, als beim Parabelträger.

2. Ausführung. Die Construction und Herstellung der Träger ist etwas einfacher, als die der Parabelträger, theils wegen der Möglichkeit einer bequemerer Anordnung der Knotenverbindungen (worüber später), theils weil sich die Endverbindung der beiden Gurte des grösseren Winkels wegen rationeller anordnen lässt. Während dieser Winkel, unter welchem sich beide Gurte schneiden, beim Parabelträger circa 27° ist, ist er beim Schwedler'schen Träger bei 10, 30, 50, 100, 150 Meter Spannweite bezüglich ungefähr 65° , 48° , 43° , 36° , 32° .

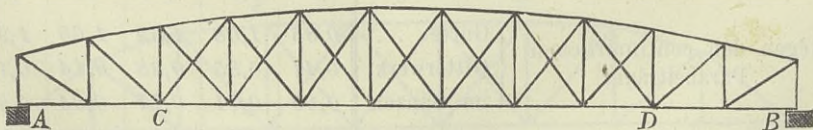
3. Schönheit. In ästhetischer Hinsicht stehen diese Träger allerdings den Parallel- und Parabelträgern nach, weil die nicht continuirliche Krümmung des Obergurtes oder die Einschaltung des geraden Stückes in denselben, sowie die später zu erwähnende Unregelmässigkeit im Gitterwerke einen unschönen Eindruck macht. Je kleiner die Spannweite ist, desto grösser ist diese Unregelmässigkeit, desto unschöner also die Form. Diese eigenthümliche, einem Elefantenrücken nicht unähnliche Form hat diesen Trägern auch den Namen Elefantenträger zugeführt.

Die Nachtheile gegenüber den Parallelträgern in Betreff der schwierigen Ausführung, der eventuellen schwierigen Aufstellung und der Absteifung bleiben natürlich dieselben, wie bei den Parabelträgern, so dass wir in dieser Hinsicht auf §. 8 verweisen können.

Bis jetzt sind diese Träger fast nur in Preussen von Schwedler selbst bei mehreren Strassen- und Eisenbahnbrücken in Anwendung gekommen. Die grösste Spannweite, nämlich 65,9 Meter, hat die Elbbrücke bei Tangermünde. Auch in Ungarn sind einige Brücken mit Schwedler'schen Trägern ausgeführt. Von Laissle wurde eine Brücke über den Colomak in der Charkow-Krementschug-Bahn mit 33,8^m Spannweite construirt, bei welcher eine etwas abweichende Gurtform gewählt wurde; der Obergurt hat nämlich hier die Form einer halben Ellipse.

§. 11. Halbparabelträger. Unter einem Halbparabelträger oder abgestumpften Parabelträger verstehen wir einen Träger mit einem oder zwei gekrümmten Gurten, welcher aber an den Enden eine endliche Höhe hat (Fig. 15). In der Regel ist der Untergurt gerade.

Fig. 15.

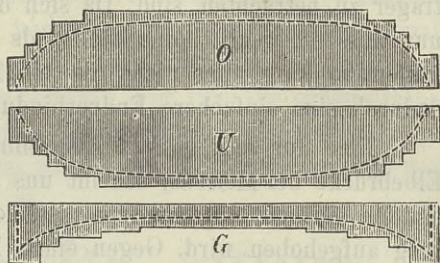


Die Spannung der Gurte, welche an den Enden Null ist, nimmt von hier aus viel schneller zu, als beim Parallelträger; die Spannung im Gitterwerke nimmt von den Enden aus, wo sie eben so gross ist, als beim Parallelträger, sehr schnell ab (Fig. 16).

Lässt man die Höhe an den Enden von Null an bis zur Höhe in der Mitte wachsen, den Parabelträger also allmählig in den Parallelträger über-

gehen, so nimmt das Volumen der Gurte allmählig ab, das Volumen des Gitterwerkes dagegen allmählig zu. Hiernach müsste also eine gewisse Höhe an den Enden existiren, für welche das Gesamtvolumen ein Minimum wird. Theoretisch ist dies auch richtig; in Wirklichkeit aber ergibt sich immer das kleinste Volumen für die Höhe Null, also für den Parabelträger, weil das theoretische Volumen des Gitterwerkes bei der praktischen Ausführung in grösserem Verhältnisse zu vermehren ist, als das der Gurte.

Fig. 16.



Folgende Tabelle giebt das wirkliche Gesamtvolumen für verschiedene Verhältnisse, wobei mit h die Höhe in der Mitte, mit h_0 die Höhe an den Enden, mit l die Spannweite, mit q die Gesamtlast pro Längeneinheit und mit K der Sicherheitscoefficient bezeichnet ist:

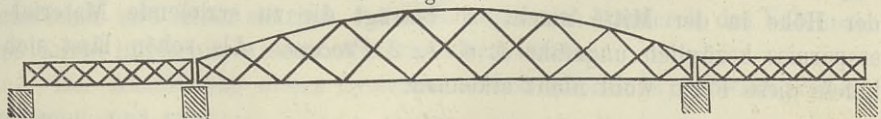
Spannweite in Meter	Anzahl der Träger auf 1 Geleis.	$h_0 : h =$						
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	
10	2	3,56	3,96	4,26	4,70	5,14	5,47	$\frac{ql}{K}$
	1	3,38	3,67	3,88	4,18	4,49	4,69	
50	2	3,15	3,34	3,48	3,69	3,82	4,02	
	1	3,08	3,29	3,42	3,60	3,66	3,90	
100	beliebig	2,99	3,18	3,30	3,48	3,63	3,74	
150	beliebig	2,90	3,08	3,21	3,38	3,55	3,66	
$h =$		0,125	0,122	0,119	0,113	0,106	0,100	$\cdot l$

Man ersieht hieraus, dass die Parabelträger in Wirklichkeit doch weniger Material beanspruchen, so dass in Hinsicht auf das Material kein Vortheil mit den Halbparabelträgern verbunden ist.

Sie bieten indessen den Vortheil, dass an den Enden eine bessere Versteifung der Träger möglich ist, als bei den in eine Spitze auslaufenden Trägern, was wohl zu ihrer Anwendung veranlassen kann.

Man hat auch wohl Halbparabelträger angewendet, wenn sich an eine grössere Oeffnung kleinere Oeffnungen (mit Parallelträgern) anschliessen

Fig. 17.



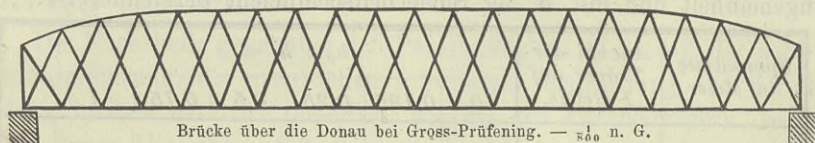
(Fig. 17), um eine günstigere ästhetische Wirkung zu erzielen, als sie durch einen Parallelträger, der gegen die niederen Träger entstehenden Absätze wegen, möglich ist.

Bei manchen Brücken, z. B. bei der Weserbrücke in Bremen, der Reussbrücke bei Luzern, der Donaubrücke der Nordbahn bei Wien u. s. w., ist die Höhe an den Enden so klein, dass die Träger fast als Parabelträger zu betrachten sind. Da sich durch diese Anordnung das Volumen nur äusserst wenig höher stellt, als wenn die Gurte in eine Spitze auslaufen, so kann dies nicht als ein Fehler angesehen werden, wenn sich dadurch eine einfachere Endverbindung erzielen lässt.

Eine nur sehr geringe Krümmung des Obergurtes, wie z. B. bei der Elbebrücke bei Meissen, scheint uns nicht zweckmässig, da die hierdurch erzielte geringe Materialersparniss sicher durch die schwierigere Herstellung aufgehoben wird. Gegen einen hierdurch etwa beabsichtigten ästhetischen Effect lässt sich allerdings nichts einwenden.

Bei der von Gerber erbauten Brücke über die Donau bei Gross-Prüfening in Baiern sind nur die Enden des sonst geraden Obergurtes auf $0,2$ der ganzen Länge parabolisch herabgedrückt (Fig. 18). Dass

Fig. 18.



hiermit gegenüber dem gleichhohen Parallelträger eine Materialersparniss erzielt wird, ist leicht erklärlich, denn 1. werden die Endständer abgekürzt, 2. fallen die Gitterstäbe an den Enden kürzer und auch schwächer aus. Der Gurt erhält theoretisch an den Enden allerdings einen grösseren Querschnitt, als beim Parallelträger; da er aber beim Parallelträger an den Enden ohnehin stärker ausgeführt werden muss, als theoretisch nöthig ist, so steht demnach der Ersparniss im Endständer und im Gitterwerk kein Mehrbedarf in den Gurten gegenüber. Die Rechnung zeigt, dass selbst ein Gewinn entsteht, wenn man auch die Gurte am Parallelträger nicht stärker ausführt, als es die Theorie erheischt. Nimmt man die Krümmung parabolisch an, so ergibt sich das Minimum von Material, wenn die Länge der gekrümmten Enden $= 0,24$ der Spannweite und die Höhe an den Enden $= 0,25$ der Trägerhöhe in der Mitte ist, vorausgesetzt, dass letztere $0,1$ der Spannweite beträgt. In diesem Falle ergibt sich im ganzen Träger eine Ersparniss von ungefähr 6 Procent. Wenn man die Höhe an den Enden $= 0, 0,25, 0,5, 0,75$ der Höhe in der Mitte macht, so beträgt die zu erzielende Materialersparniss bezüglich ungefähr $4, 6, 4, 2$ Procent. Als schön lässt sich indess diese Form wohl nicht erkennen.

Die eigentlichen Halbparabelträger sind bis jetzt nur sehr wenig in Anwendung gekommen; in neuerer Zeit dagegen finden sie häufigere Verwendung, wie für die Leckbrücke bei Kulenburg mit 150^m Spannweite, die Maas-Brücke bei Hedel mit 120^m Spann-

weite, die Rhein-Brücke bei Düsseldorf mit 106^m Spannweite, die Missouri-Brücke bei Kansas mit 61 und 76^m Spannweite u. s. w.

§. 12. **Continuirliche Parabelträger.** Damit das Gitterwerk bei einer totalen Belastung nicht beansprucht wird, muss die Höhe des Trägers an irgend einer Stelle dem daselbst herrschenden Momente proportional sein. Bei einem continuirlichen Träger müssten hiernach die Gurte aus zwei sich durchschneidenden Parabeln bestehen (Fig. 19). Die grösste Höhe würde über den Mittelpfeilern entstehen. Die mittleren Theile der Träger zwischen den Durchschneidungspunkten würden sich alsdann fast wie ge-

Fig. 19.



Ruppert's Project einer Brücke über den Bosphorus. — $\frac{1}{2500}$ n. Gr.

wöhnliche Parabelträger verhalten. Für partielle Belastungen würde allerdings die Höhe an den Uebergangspunkten ungenügend sein, da hier das Moment nicht mehr Null ist; es würden daher an diesen Stellen besondere Verstärkungen angeordnet werden müssen.

Der Vortheil gegenüber gewöhnlichen Parabelträgern würde hauptsächlich darin bestehen, dass man die Höhe der beiden Parabeln viel grösser annehmen kann; in demselben Maasse würde aber die Spannung der Gurte vermindert werden. Nimmt man z. B. die Höhe des mittleren Theiles eben so gross an, wie für einen einfachen Parabelträger, dessen Spannweite gleich der Länge dieses Theiles ist, so vermindert sich die Spannung der Gurte in demselben Verhältnisse, als die Länge des mittleren Theiles gegen die ganze Spannweite, vorausgesetzt, dass die Enden der Gurte unverrückbar sind. Hiernach würde die Spannung in einer äusseren Oeffnung ungefähr $\frac{3}{4}$, in einer mittleren Oeffnung ungefähr $\frac{2}{5}$ so gross sein, als für einen einfachen Parabelträger; in demselben Verhältnisse würde ich nahezu die Masse der Gurte vermindern. Das Volumen des Gitterwerkes bleibt nahezu dasselbe.

Sind die an einander stossenden Oeffnungen durch Ständer getrennt, welche drehbar gelagert sind, so ist die Spannung der Gurte in Folge von partiellen Belastungen etwas grösser.

Ein vollständiges Fixiren der Gurtenden ist allerdings nicht möglich, da man die Gurte nur mit den Pfeilern verbinden kann, die aber bei einseitigen Belastungen etwas nachgeben, und zwar um so mehr, je schwächer und höher sie sind. Indessen würde sich hierdurch das Volumen der Gurte immerhin wesentlich vermindern lassen.

Der Ausführung dieses Systemes stehen allerdings Schwierigkeiten entgegen, und zwar:

1. Die Durchdringung beider Gurte bietet einige constructive Schwierigkeit.

2. Die Verstärkung, welche an dieser Stelle in Folge der durch partielle Belastung entstehenden Momente nöthig wird, ist wegen der hier vorhandenen geringen Höhe nicht ganz unwesentlich. Sie ist bei kleinen Spannweiten verhältnissmässig grösser, als bei grossen. Von Fekete-hazy wurde zu dieser Verstärkung in zweckmässiger Weise der zur Anbringung der Bahn dienende horizontale Streckträger verwendet, indem er zwischen diesem und den gekrümmten Gurten Gitterwerk einschaltete.

3. Bei fester Verbindung mit den Pfeilern, welche in diesem Falle aus Eisen zu construiren sind, müssen die Pfeiler höher ausgeführt werden, als bei anderen Constructionen.

4. Bei fester Verbindung mit den Pfeilern hindern dieselben die freie Längenänderung in Folge von Temperaturänderungen und nur bei sehr hohen Pfeilern würde die Beanspruchung der Träger und Pfeiler hierdurch nicht wesentlich vergrössert werden. Von Fekete-hazy wurde aus diesem Grunde der obere Theil der Pfeiler auf ein Rollenlager gestellt.

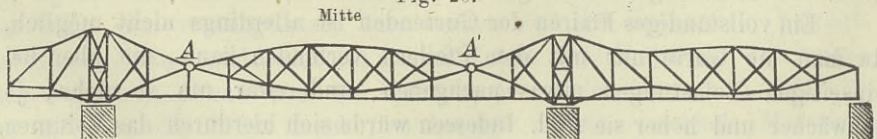
Jedenfalls dürfte dieses System nur für sehr grosse Spannweiten geeignet sein. Bis jetzt ist dasselbe noch nicht zur Anwendung gekommen und auch noch nicht genügend theoretisch ausgebildet, so dass wir bestimmte Angaben nicht machen können.

Es wurde zuerst von Ruppert im Jahre 1867 in Vorschlag gebracht, obwohl es dem Principe nach bereits vorher bekannt war.

Ruppert hat nach diesem System eine Brücke über den Bosphorus (Fig. 17) mit einer inneren Oeffnung von 205^m und zwei äusseren Oeffnungen von 162^m Spannweite, eine Schluchtbrücke von 253^m Spannweite, sowie eine Brücke über die Donau für die Staatsbahn mit 3 inneren Oeffnungen von 119^m und 2 äusseren Oeffnungen von 66^m Spannweite projectirt.

§. 13. Gelenkträger mit gekrümmten Gurten. Die den continuirlichen Gelenkträgern zu Grunde liegende Idee wurde von Gerber auch auf die continuirlichen Gelenkträger ausgedehnt. Die Höhe des Trägers ist hier an jeder Stelle dem hier herrschenden Maximalmomente nahezu proportional; eine Abweichung ist nur in so fern eingeführt, als es zur Erzielung einer praktischen oder schönen Gurtform nöthig erscheint. Fig. 20 und 21 zeigen zwei Formen für drei und fünf Felder. Diese

Fig. 20.

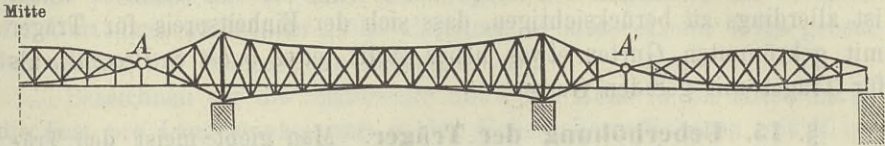


Strassenbrücke über den Main bei Hassfurt. — 1870 n. G.

Brücken verbinden die im vorigen Paragraphen erwähnten Vortheile der continuirlichen Parabelträger mit den in §. 5 erwähnten Vortheilen der continuirlichen Gelenkträger und haben somit in der That eine Berechnung

gung. Trotzdem werden sie der unschönen Formen und einzelnen Schwierigkeiten in der praktischen Durchführung wegen, wohl wenig zur Anwendung kommen. Bestimmte Angaben hinsichtlich der Materialmenge im Vergleich zu anderen Systemen lassen sich zur Zeit noch nicht machen.

Fig. 21.



Erstes Project der Donaubrücke bei Vilsofen in Baiern. — 1860 n. G.

Bis jetzt besteht nur eine derartige Brücke, nämlich die von Gerber erbaute Strassenbrücke über den Main bei Hassfurt mit 3 Oeffnungen von $23,9^m$, $37,9^m$, $23,9^m$ Spannweite (Fig. 20). Für die in §. 5 erwähnte Brücke über die Donau bei Vilsofen waren im ersten Projecte ebenfalls gekrümmte Gurte angenommen (Fig. 21); man wählte indess für die Ausführung Parallelträger, da sich dieselben als billiger herausstellten.

§. 14. Träger mit gekrümmten Gurten im Allgemeinen. Wir haben dem bereits Gesagten nur noch einiges Allgemeine hinzuzufügen:

1. **Form der Gurte.** Die Axe des Gurtes zwischen je zwei auf einander folgenden Knotenpunkten nimmt man am besten gerade an, giebt also den Gurten eine polygonale Form, nicht etwa eine continuirlich gekrümmte Form, weil bei der letzteren Anordnung eine besondere Beanspruchung der einzelnen Gurtstücke auf Bruchfestigkeit entstehen würde. Bei einzelnen Brücken findet man allerdings eine continuirliche Krümmung, z. B. bei der Themsebrücke bei Windsor und der Tamarbrücke bei Saltash.

2. **Fahrbahn.** Die Träger mit einem geraden Gurte bieten gegenüber denen mit zwei gekrümmten Gurten den Vortheil, dass die Anordnung der Fahrbahn eine einfachere wird. Das Vorhandensein der Horizontalbahn, für welche ja eigentlich die Brücke construiert ist, gelangt auch hierdurch mehr zum ästhetischen Ausdrucke. Die Träger mit einem horizontalen Gurte sind daher auch vorwiegend in Anwendung gekommen. Ihre Nachteile gegenüber denen mit zwei gekrümmten Gurten wurden bereits in §. 6 erörtert.

Sind beide Gurte gekrümmt, so müssen für die Fahrbahn besondere schwache Gurte oder Streckträger angeordnet werden, welche mit den Hauptträgern durch Stützen oder Hängesäulen zu verbinden sind (Fig. 11, 17, 18, 19). Die Materialmenge wird hierdurch nicht unwesentlich erhöht.

3. **Absteifung.** Wenn die Träger ganz oder zum grossen Theile unter der Bahn liegen, so lässt sich eine vollkommener Absteifung anbringen, als wenn die Träger über der Bahn liegen. Diese Anordnung wird man daher immer anzustreben suchen. Es tritt aber sehr häufig der Fall ein, dass man die Bahn möglichst tief herabzudrücken und die Trägerunter-

kante der Wasserstände oder überhaupt der nöthigen lichten Höhen wegen möglichst hinaufzurücken suchen wird, so dass man häufig genöthigt ist, die Träger zum Theil oder ganz über die Bahn zu legen.

Welche Trägerform nun in jedem vorliegenden Falle zu wählen sei, ist nach dem über die einzelnen Systeme Gesagten zu entscheiden. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, dass sich der Einheitspreis für Träger mit gekrümmten Gurten etwas höher stellt (etwa 5 bis 8 Procent), als für Träger mit geraden Gurten.

§. 15. Ueberhöhung der Träger. Man giebt meist den Trägern eine wenig nach oben gebogene Form, eine sogenannte Ueberhöhung oder Sprengung. Der Hauptzweck derselben ist, die Träger nach der eingetretenen bleibenden Senkung nicht nach unten gebogen erscheinen zu lassen. Früher mag man vielleicht auch geglaubt haben, hierdurch eine Erhöhung der Tragfähigkeit zu erzielen. Diese Ueberhöhung bietet allerdings den Nachtheil, dass eine exacte Ausführung etwas schwieriger wird, weil die einfache geometrische Anordnung gerader Träger verloren geht, so dass also leichter Mängel in der Ausführung entstehen; und dass die Herstellung einer horizontalen Bahn eine schwierigere wird. Nothwendig erscheint hiernach die Ueberhöhung nicht.

Die bleibende Einsenkung ist bei den schmiedeeisernen Trägern mit guter Ausführung gering, nämlich etwa $0,0002$ der Spannweite; nur bei Trägern, welche aus vielen kleinen Stücken zusammengesetzt sind, z. B. den Schiffkorn'schen Trägern, geht die bleibende Senkung bis zu etwa $0,0005$ der Spannweite.

Sonach würde eine geringe Sprengung von $0,0002$ bis $0,0005$ der Spannweite genügen, wenn die Träger nach der Ausführung als gerade erscheinen sollen. Gewöhnlich geht man aber noch weiter, z. B. so weit, dass der Träger bei der vollen Belastung um ebensoviele unter der Horizontalen liegt, als er ohne zufällige Belastung über der Horizontalen liegt, so dass die Sprengung gleich der bleibenden Einsenkung, plus der Einsenkung in Folge des Eigengewichtes plus der halben Einsenkung durch die zufällige Last zu wählen wäre. Die Sprengung ergibt sich hiernach durchschnittlich zu $0,0008$ der Spannweite. Die Schiffkorn'schen Brücken haben die bedeutende Sprengung von $0,003$ bis $0,007$ der Spannweite erhalten.

§. 16. Die Constructionshöhe. Auf die den Trägern zu gebende Höhe oder die sogenannte Constructionshöhe haben mancherlei Umstände Einfluss:

a) **Die Materialmenge.** Die Materialmenge der Gurte ergibt sich um so kleiner, je höher man den Träger wählt. Die Materialmenge des Gitterwerkes dagegen ist theoretisch von der Höhe ganz unabhängig. Demnach würde das Gesamtvolumen theoretisch um so kleiner werden, je grösser

die Höhe ist. Praktisch hat dies indess seine Grenzen. In Folge der Zuschläge, welche man den theoretisch berechneten Querschnitten geben muss, wird die Materialmenge des Gitterwerkes um so grösser, je grösser die Höhe ist. Das Volumen der Endständer, sowie der Querversteifungen wächst ebenfalls mit der Höhe des Trägers. Da umgekehrt das Volumen der Gurte mit wachsender Höhe abnimmt, so muss es eine Höhe geben, bei welcher das Volumen ein Minimum wird.

Bezeichnen wir die Spannweite mit l , die Höhe in der Mitte mit h , die Last pro Längeneinheit mit q , den Sicherheitscoefficienten mit K , so lässt sich das Volumen der Gurte $= A \frac{ql^3}{Kh}$, das Volumen des Gitterwerkes, der Endständer und der Querversteifungen $= B \frac{ql^2}{K} + C \frac{qlh}{K} + Dhl$ setzen; fügen wir noch ein von der Höhe, der Belastung und dem Sicherheitsgrade unabhängiges Glied El hinzu, so ist das Gesamtvolumen

$$V = A \frac{ql^3}{Kh} + \left(\frac{Cq}{K} + D \right) lh + B \frac{ql^2}{K} + El.$$

Setzt man den Differenzialquotienten von V nach $l = \text{Null}$, so ergibt sich:

$$\frac{h}{l} = \sqrt{\frac{Aq}{Cq + DK}}.$$

Der Coefficient D ist gegen den Coefficienten C nur klein, so dass sich $\frac{h}{l}$ fast unabhängig von q und K ergibt. Der Coefficient von C , welcher insbesondere von den Endständern herrührt, ist bei den Trägern mit gekrümmten Gurten wegen des ganzen oder theilweisen Wegfalls der Endständer kleiner, während A grösser ist, als bei Parallelträgern, so dass sich hier $\frac{h}{l}$ grösser ergibt.

Die Coefficienten A , C , D variiren sehr mit der Construction; bei einzelnen Spannweiten und angenommener Construction liessen sich dieselben durch Anfertigung zweier Entwürfe leicht bestimmen. Meist aber wird sich hiernach h aus anderweiten Gründen etwas zu gross ergeben.

b) **Schwierigkeit der Construction.** Je höher die Träger gewählt werden, je länger also die Endständer und Gitterstäbe ausfallen, desto schwieriger sind sie, falls eine bestimmte Grenze überschritten ist, herzustellen, und um so schwieriger ist es, den gedrückten Stäben einen solchen Querschnitt zu geben, dass dieselben die genügende Sicherheit gegen Einknicken erhalten. Bei den Trägern mit gekrümmten Gurten fällt das Gitterwerk überhaupt viel schwächer aus, als bei Parallelträgern, so dass die eben erwähnten Schwierigkeiten mehr in den Hintergrund treten, die Höhe also grösser gewählt werden kann.

c) **Stabilität.** Je grösser die Trägerhöhe ist, desto schwieriger ist es, sie entsprechend gegen Umkippen abzusteifen oder desto stärker sind die Querversteifungen zu construiren. Es ist daher auch aus diesem Grunde nicht rathsam, eine gewisse Höhe zu überschreiten. Am schwierigsten

wird die Absteifung bei mittelhohen Trägern, wenn die Bahn unten liegt, so dass sich eine Verbindung der Obergurte nicht vornehmen lässt. Oft hat man aus diesem Grunde zu der sonst zu wählenden Höhe noch etwas hinzugefügt, um auch eine obere Verbindung vornehmen zu können.

d) **Terrainverhältnisse.** Die Terrainverhältnisse können nie fordern, die Höhe grösser zu wählen, als es andere Umstände erheischen würden; wohl aber können sie es oft wünschenswerth machen, die Höhe kleiner anzunehmen, insbesondere in dem Falle, wo es darauf ankommt, die Unterkante der Träger wegen des Wasserstandes oder der nöthigen lichten Höhe für Durchfahrten möglichst hoch zu legen, während es anderseits wieder zweckmässig erscheint, die Bahn möglichst tief zu legen. Man kann zwar auch in diesem Falle hohe Träger anwenden, wenn man die Bahn an den Untergurt oder zwischen beide Gurte legt; jedoch erscheint es, wenn es sonst die Umstände zulassen, zweckmässiger, die Bahn über die Träger zu legen, weil diese Anordnung eine sicherere Querversteifung zulässt.

e) **Praktische Regeln.** Die in der Praxis zur Anwendung gekommenen Höhen sind folgende:

1. **Parallelträger.** Die Parallelträger aus Schmiedeeisen haben die Höhe $h = 0,08 l$ bis $0,14 l$ oder $\frac{1}{12} l$ bis $\frac{1}{7} l$. Bei kleinen Spannweiten findet man auch h noch grösser, bis zu etwa $0,20 l = \frac{1}{5} l$, während man bei grossen Spannweiten h noch kleiner findet; so z. B. hat die Trentbrücke bei Newark (Warrens-system) die Höhe $0,063 l = \frac{1}{16} l$. Bei den Schifkorn'schen Brücken in Oesterreich (siehe §. 28) findet man die Höhe $h = \frac{1}{12} l$ bis $\frac{1}{10} l$, im Mittel $h = \frac{1}{12} l$. Die amerikanischen Brücken haben die Höhe $h = \frac{1}{5,5} l$ bis $\frac{1}{9,5} l$, im Mittel $h = \frac{1}{8} l$. Am meisten findet man im Allgemeinen die Höhe genau oder nahezu

$$h = 0,1 l = \frac{1}{10} l.$$

Aus den unter b) und c) genannten Gründen kann man die Höhe bei kleinen Spannweiten verhältnissmässig etwas grösser wählen, als bei grossen. Aus einer grösseren Anzahl ausgeführter Brücken ergab sich

$$h = 0,092 l + 0,20 \text{ Meter}$$

wenn l die Spannweite in Meter bedeutet. Hiernach wird für:

$$l = 10 \quad 30 \quad 50 \quad 100 \quad 150 \text{ Meter,}$$

$$h = 0,118 \quad 0,101 \quad 0,097 \quad 0,095 \quad 0,094 l,$$

$$l = 8,5 \quad 9,9 \quad 10,3 \quad 10,5 \quad 10,6 h.$$

Bei continuirlichen Trägern kann man hierbei für l die grösste Spannweite der einzelnen Oeffnungen einführen.

2. **Träger mit gekrümmten Gurten.** Bei den Parabelträgern findet man meist $h = 0,10 l$ bis $0,15 l$ oder $\frac{1}{10} l$ bis $\frac{1}{7} l$; noch grössere Höhen findet man z. B. bei der Scheldebrücke bei Oudenarden ($h = 0,175 l$) und den kleinen Oeffnungen der Isarbrücke bei Grossehesselohe ($h = 0,190 l$); noch kleinere Höhen dagegen bei der Brücke über die Orne bei Caen

($h = 0,089 l$) und einer Brücke bei London von Fox und Henderson ($h = 0,067 l$). Die Schwedler'schen Träger haben die Höhe $0,13 l$ bis $0,17 l$, im Mittel $0,14 l = \frac{1}{7} l$.

Im Allgemeinen empfiehlt sich eine etwa $\frac{5}{4}$ so grosse Höhe, als für Parallelträger, also durchschnittlich die Höhe

$$h = 0,125 l = \frac{1}{8} l$$

oder unter Annahme eines variablen Verhältnisses

$$h = 0,115 l + 0,33 \text{ Meter.}$$

3. Halbparabelträger. Hier würde eine zwischen den Höhen der Parallel- und Parabelträger liegende Höhe anzuwenden sein. Man würde eine entsprechende Höhe h in der Mitte erhalten, wenn man die Höhe des Parabelträgers mit $1 - \frac{1}{5} \frac{h_1}{h}$ multiplicirt, wobei h_1 die Höhe an den Enden bedeutet.

II. K a p i t e l.

Systeme in Beziehung auf das Gitterwerk.

§. 17. **Hauptsysteme.** In §. 1 wurde bereits nachgewiesen, dass zwei verschiedene Scharen von Stäben nöthig sind, von denen die eine auf Zug, die andere auf Druck beansprucht wird. Häufig aber ordnet man aus Nebenrücksichten (die wir später besprechen werden) ausser den beiden geneigten Scharen noch eine verticale Schar an. Das erstere System nennen wir ein einfaches System, das letztere ein combinirtes System. Den letzteren Namen haben wir gewählt, weil sich dieses System als eine Combination zweier einfacher Systeme ansehen lässt.

Beim einfachen Systeme sind entweder beide Scharen geneigt oder die eine ist vertical. Im ersteren Falle nennen wir das Gitterwerk Netzwerk oder netzförmiges Gitterwerk, im letzteren dagegen Fachwerk. Die geneigten Druckstäbe nennt man meistens Streben (franz. *le montant*, engl. *the standart*, *the strut*), für die Zugstäbe wäre der Name Zügel statt des sonst üblichen Namens Zugstangen, Zugbänder etc. (franz. *le tirant*, engl. *the strain*; geneigte Zugstäbe franz. *le bracon*, *la contrefiche*, engl. *the tie*) nicht unpassend. Man unterscheidet wohl auch Druckstreben und Zugstreben. Verticale Stäbe nennt man auch kurz Verticalen, und wenn sie auf Druck beansprucht werden, auch Ständer oder Pfosten (franz. *le poteau*, *le montant vertical*, engl. *the post*, *the vertical - strut*); die geneigten Stäbe nennt man in diesem Falle Diagonalen (franz. *la diagonale*, engl. *the diagonal-brace*.)

Die von den einzelnen Stäben gebildeten Parallelogramme nennt man Maschen (franz. *la maille*, engl. *the mail, the mash*), die Länge ihrer Seiten die Maschenweite.

Der Name Netzwerk war bisher nicht üblich; jedoch schien er uns nicht unpassend. Der Name Fachwerk wurde bisher in verschiedener Bedeutung angewendet; manche Ingenieure nennen alle Gitterbrücken Fachwerksbrücken; andere verstehen darunter nur die weitmaschigen, noch andere nur die reinen Dreieckssysteme, bei denen jeder Querschnitt des Trägers nur einen Stab schneidet. Da dieser Name also bis jetzt eine bestimmte Bedeutung noch nicht hat, so schien es uns nicht unpassend, ihn für Gitterwerk mit Verticalen, welche Fächer abschneiden, anzuwenden. Mehrere Ingenieure haben sich diesen von uns vorgeschlagenen Benennungen bereits angeschlossen.

a) Einfache Systeme.

§. 18. Beanspruchung.

1. Bei den Parallelträgern ist die Spannung D in irgend einem Stabe für ein einfaches System ausgedrückt durch die Formel:

$$D = \frac{1}{n} Q \sec \alpha,$$

wenn Q die Transversalkraft für einen durch den Stab gelegten Schnitt, α den Winkel, welchen der Stab mit der Verticalen bildet, oder den Strebewinkel, n die Anzahl der Theile, in welche ein Stab durch die ihn kreuzenden Stäbe getheilt wird oder die Theilungszahl bedeutet.

Die Transversalkraft nimmt von den Pfeilern nach der Mitte des Feldes hin ab. Dieser Veränderlichkeit lässt sich in mehrfacher Weise Rechnung tragen:

a) Man lässt die Theilungszahl und Neigung der Stäbe constant, ändert aber den Querschnitt der Stäbe (Fig. 1 und 2, Seite 3), je nach Umständen continuirlich oder absatzweise. Diese Anordnung ist die fast allgemein übliche und im Allgemeinen die rationellste.

b) Man lässt den Querschnitt und die Neigung der Stäbe constant, ändert aber die Theilungszahl oder, was dasselbe ist, die Maschenweite (Fig. 22). Diese Anordnung bietet das Gute, dass für

Fig. 22.



Brücke der Elisabeth-Bahn über die Wien bei Wien. — 1/10 n. Gr.

alle Stäbe ein und dasselbe Caliber verwendet werden kann und sie vielleicht auch der Construction ein gefälliges Aussehen giebt, da die Beanspruchung durch diese Anordnung am markantesten zum Ausdruck gelangt. Andererseits aber stehen dieser Anordnung zwei Bedenken entgegen: a) es ist zweckmässig, die Querträger nur an Knotenpunkten anzuordnen, was hier auf eine variable Entfernung derselben führen würde, die aber aus man-

cherlei Gründen nicht rationell ist; b) es ist auch zweckmässig, wenn sich die Axen je zweier Stäbe im Gurte selbst schneiden, welche Bedingung hier nicht eingehalten werden könnte. Bei kleinen Maschenweiten kann man allerdings von den genannten Regeln etwas abweichen, so dass diese Anordnung immerhin bei kleineren Spannweiten mit Vortheil verwendbar ist.

c) Man lässt den Querschnitt und die Theilungszahl constant und ändert den Strebenwinkel. Nach den Auflagern hin würden die Stäbe steiler zu stellen sein (Fig. 23). Die Anordnung ist

Fig. 23.



Brücken der österr. Staatsbahn.

indessen als entschieden unzweckmässig zu bezeichnen, weil eine zu steile und eine zu flache Lage der Stäbe ihre Wirkung vermindert, also eine starke Veränderlichkeit im Strebenwinkel gar nicht möglich ist und sich das Volumen des Gitterwerkes bei dieser Anordnung wesentlich grösser ergibt (vergl. §. 19).

In den äusseren Theilen wird die eine Schar Stäbe nur auf Zug, die andere nur auf Druck beansprucht; im mittleren Theile dagegen wird jeder Stab sowohl auf Zug, als auf Druck beansprucht. Die Längen der Theile sind durch die Formel für l_1 auf Seite 17 bestimmt.

2. Bei den Parabelträgern ist die Spannung eines Stabes annähernd ausgedrückt durch die Formel

$$D = \frac{p x (l - x)}{2 l} \sec \alpha,$$

wenn p die zufällige Last pro Längeneinheit, x den Abstand von einer Stütze bedeutet. Lässt man α constant, so nimmt D von den Enden nach der Mitte hin zu. Meist lässt man aber hier zur rationellen Anbringung der Querträger die horizontale Entfernung der Knotenpunkte constant (Fig. 9, 10, 11, Seite 12), so dass α von der Mitte nach den Enden hin zunimmt. D ist alsdann weniger variabel, nimmt aber von den Enden nach der Mitte hin etwas zu und zwar proportional der Länge der Stäbe.

3. Bei den Schwedler'schen Trägern verhält sich das Gitterwerk in den äusseren Theilen ähnlich, wie bei den Parabelträgern und im mittleren Theile ganz, wie bei den Parallelträgern, so dass sich die grössten Spannungen an den Uebergangsstellen ergeben.

So viel mir bekannt, ist die unter b) angegebene Anordnung nur bei Brücken der österreichischen Kaiserin Elisabeth-Bahn von Hornbostel bis zu 19,1 Meter Spannweite, die unter c) angegebene Anordnung nur bei kleineren Brücken der österreichischen Staatsbahn von Ruppert bis zu 31,6 Meter Spannweite in Anwendung gebracht worden.

§. 19. Die Maschenweite. Die Theilungszahl oder die Maschenweite ist theoretisch auf das Gesamtvolumen des Gitterwerkes ohne Ein-

fluss, da die einzelnen Stäbe um so stärker zu balten sind, je grösser die Maschenweite ist. Praktisch gestaltet sich dies indess etwas anders. Je kleiner man die Maschenweite wählt, desto kleiner ergibt sich der Querschnitt der Stäbe, desto grösser aber das Gesamtvolumen, welches man wegen der Schwächung durch die Nietlöcher zuschlagen muss; ausserdem können die kleinsten Querschnitte so klein ausfallen, dass man dieselben praktisch gar nicht ausführen kann, so dass man also die Querschnitte theilweise grösser zu wählen hat, als es die Beanspruchung verlangt. Hieraus geht hervor, dass im Allgemeinen eine um so ökonomischere Verwendung des Materials möglich ist, je grösser man die Maschenweite wählt.

Bedingt ist die zweckmässigste Maschenweite theils durch die Querschnittsform, worüber wir später ausführlicher sprechen werden, theils durch den Umstand, dass man mit der Entfernung der an den Knotenpunkten anzuordnenden Querträger nicht über eine gewisse Grenze gehen kann.

Je nach der Grösse der Maschenweite unterscheidet man engmaschige, weitmaschige und sehr weitmaschige Gitterträger. Eine bestimmtere Präcisirung wird erst in der Folge möglich.

Je nach der Theilungszahl unterscheiden wir eintheilige oder Dreieckssysteme, zweitheilige oder Kreuzsysteme und mehrtheilige Systeme.

§. 20. Die Neigung der Gitterstäbe bei einfachen Systemen.

Von grossem Einflusse auf die zum Gitterwerke nöthige Materialmenge ist die Neigung der Gitterstäbe. Theoretisch lässt sich nachweisen, dass sich bei gleichem Materiale die geringste Materialmenge ergibt, wenn man beide Scharen der Gitterstäbe unter 45 Grad anordnet, vorausgesetzt, dass der Querschnitt der gedrückten Stäbe nur auf Druck, nicht auf Einknicken zu berechnen ist, oder dass der Querschnitt der gedrückten Stäbe von der Länge unabhängig ist, und dass der Sicherheitscoefficient für Zug und Druck gleich gross ist. Die erste Bedingung lässt sich, wie wir später zeigen werden, meist erreichen und die zweite ist bei der Wahl von Schmiedeeisen sehr nahe erfüllt.

Für ungleiches Material ergibt sich, wenn man den Winkel, welchen die gezogenen und gedrückten Stäbe mit der Verticalen bilden, mit α_1 und α_2 , den Sicherheitscoefficienten bezüglich mit K_1 und K_2 , endlich den Preis der Volumeneinheit bezüglich mit p_1 und p_2 bezeichnet, für die Erzielung möglichst geringer Kosten:

$$\tan \alpha_1 = \sqrt{\frac{K_1 p_2}{K_2 p_1}}, \quad \tan \alpha_2 = \sqrt{\frac{K_2 p_1}{K_1 p_2}}.$$

Hiernach sollen beide Stablagen auf einander senkrecht stehen; die Stäbe mit der geringeren Festigkeit oder dem grösseren Einheitspreise sollen aber eine steilere Lage er-

halten. Wählt man für die gezogenen Stäbe Schmiedeeisen, für die gedrückten Gusseisen, so ist $K_1 > K_2$, $p_1 < p_2$ und es ergibt sich auch hier nahezu $\alpha_1 = \alpha_2 = 45^\circ$.

Für das Netzwerk ist die Materialmenge (für $K_1 = K_2$) proportional der $\operatorname{cosec} 2^{1/8} \alpha$, wonach sich das Verhältniss der Materialmenge folgendermassen ergibt:

$\alpha =$	20	25	30	35	40	45	50	55	60	Grad.
Verhältniss	1,55	1,31	1,16	1,06	1,02	1	1,02	1,06	1,16	

Hiernach kann man allerdings vor dem theoretisch günstigsten Winkel merklich abweichen, ohne wesentlich mehr Material nöthig zu haben.

Das Fachwerk erfordert eine wesentlich grössere Materialmenge, als das Netzwerk; das Verhältniss ist sehr nahe $2 + \tan^2 \alpha : 1 + \tan^2 \alpha$. Das kleinste Volumen ergibt sich beim Parallelträger, wenn der Strebenwinkel der Diagonalen *54 bis 55 Grad* oder die Tangente dieses Winkels *1,38 bis 1,41* ist.

Je weiter man die Verticalen, also auch die Querträger von einander entfernt, desto stärker ergeben sich die Querträger und die Langschwellen oder Schwellenträger; es ist also das Volumen des Gitterwerkes allein nicht ganz maassgebend. Mit Rücksicht hierauf wird sich eine etwas kleinere Entfernung der Verticalen als die zweckmässigste ergeben.

Das Verhältniss des Volumens des Fachwerkes zu dem Volumen des Netzwerkes (für 45°) ist folgendes:

<i>Spannweite in Meter</i>	10	30	50	100	150
<i>Strebenwinkel 45° . . .</i>	1,61	1,55	1,52	1,52	1,51
<i>Strebenwinkel 54 bis 55°</i>	1,52	1,47	1,44	1,43	1,42

Hiernach wäre das Fachwerk entschieden zu verwerfen, wenn nicht anderweite praktische Vortheile damit verbunden wären, welche wir später besprechen werden.

Beim Parabelträger ergibt sich ebenfalls das kleinste Volumen bei einer Neigung der Stäbe von *45 Grad*. Sollen indess die Horizontalentfernungen der Knotenpunkte gleich gross sein, so ergibt sich das kleinste Volumen, wenn die Entfernung der Knotenpunkte = *0,73* von der Höhe in der Mitte ist. Die Volumina in beiden Fällen verhalten sich wie *1 : 1,10*.

Beim Schwedler'schen Träger ergibt sich für das hier angewendete Fachwerk das kleinste Volumen, wenn die Entfernung der Verticalen des einfachen Systemes = *1,37 bis 1,46* der Höhe in der Mitte ist. Jedoch hat man die Diagonalen in Wirklichkeit aus dem schon oben für Parallelträger angeführten Grunde stets steiler gestellt.

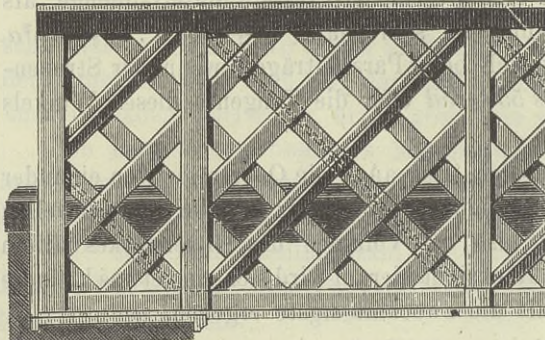
Eine zu steile Lage der Stäbe ist auch aus dem Grunde nicht zweckmässig, weil dadurch die Erhöhung der Beanspruchung in den Gurten

und die Senkung in Folge des sogenannten Gleitens der Querschnitte zu bedeutend wird; dieses Gleiten wird bei derselben Stablage ein Minimum, bei welcher das Volumen des Gitterwerkes ein Minimum wird.

Beim Netzwerke findet man meist einen Strebenwinkel von 45° ; jedoch ist man auch bis zu 22° (Fig. 18.) herabgegangen, um eine kleinere Entfernung der Knotenpunkte zu erzielen. Beim Fachwerke findet man den Strebenwinkel der Diagonalen ebenfalls meist gegen 45° , selten bis zu 54° . Bei den Schwedler'schen Trägern findet man die Entfernung der Verticalen = $0,74$ bis $1,09$, im Mittel $0,89$ von der Höhe in der Mitte. Beim Parabelträger ist einfaches Gitterwerk fast gar nicht zur Anwendung gekommen.

§. 21. Engmaschiges Netzwerk. Die Gitterstäbe des engmaschigen

Fig. 24.



Kleinere Brücken der schweizerischen Centralbahn — n. Gr.

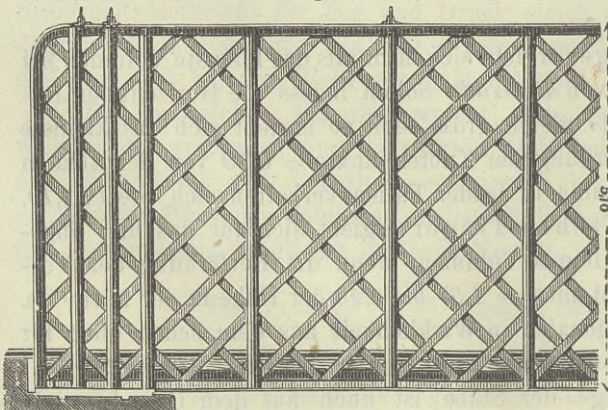
Netzwerkes bestehen aus Flacheisenstäben, welche mit den Gurten und unter sich durch Nieten verbunden sind; man nennt es daher wohl auch das Flacheisensystem (Fig. 24 bis 26).

Dieses System ist eine Nachbildung des zumeist in Amerika angewendeten Town'schen Gitterwerkes,

welches aus hölzernen Latten bestand. Man nennt daher wohl auch die eisernen Träger mit engmaschigem Netzwerk Town'sche Gitterträger. Diese Träger werden auch mit dem Worte Gitterträger im engeren Sinne (franz. *la poutre de grillage*, engl. *the lattice-girder*, *the lattice-work girder*) bezeichnet. Die grösste Anzahl der bestehenden eisernen Brücken ist nach diesem Systeme construiert.

Das Flacheisen ist zur Aufnahme eines Druckes eine ganz und gar

Fig. 25.



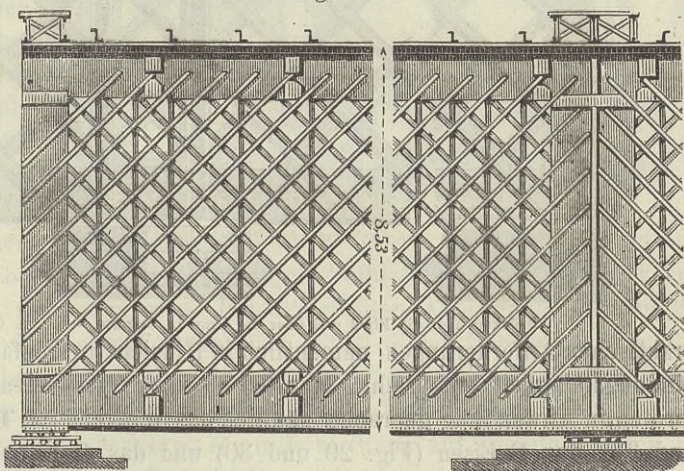
Brücke über den Fortore in Italien. — n. Gr.

ungeeignete Form, da dasselbe nicht den genügenden Widerstand gegen Einknicken leisten kann. Man sah sich daher genöthigt, zwischen beiden Gurten verticale Steifen von L-, T- oder I-förmigem Querschnitt anzuordnen und mit diesen das Gitterwerk zu verbinden, dadurch also den gedrückten Stäben

einige feste Stützpunkte zu verschaffen, somit die Sicherheit gegen Einknicken zu erhöhen. Nur bei den ersten Brücken dieser Art fehlen die Steifen.

Selbst aber die Steifen genügen meist noch nicht, die gedrückten Stäbe gegen seitliches Ausbiegen zu bewahren; tritt ein solches ein, so treten die Steifen als gedrückte Gitterstäbe auf, die ausgebogenen Flacheisenstäbe treten dafür gleichsam ausser Function, so dass das System jetzt wie ein Fachwerk wirkt. Die gedrückten Flacheisenstäbe erscheinen aber alsdann überflüssig, so dass das Gitterwerk *2,50 mal* so viel Material, als das Netzwerk und *1,67 mal* so viel Material, als das Fachwerk erfordern würde. Allerdings helfen die gedrückten Flacheisenstäbe einigermassen mit tragen; in der That würden auch bei den meisten ausgeführten Brücken dieser Art die Steifen nicht genügen, wenn die gedrückten Flacheisenstäbe

Fig. 26.



Rheinbrücke bei Cöln. — 1/10 n. Gr.

nicht vorhanden wären; jedoch ist es nicht möglich, genau denjenigen Theil zu bestimmen, welchen sie auf sich nehmen.

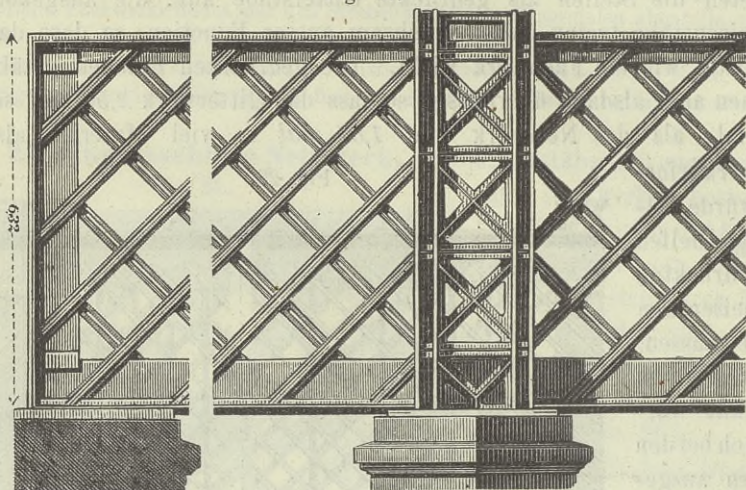
Berücksichtigt man ausserdem noch die in §. 19 hervorgehobenen Nachtheile einer kleinen Maschenweite, so gelangt man unbedingt zu dem Schlusse, dass das engmaschige Netzwerk eine unzweckmässige Anordnung des Gitterwerkes sei.

Dass dieses System dennoch eine so ausgedehnte Anwendung finden konnte, hat seinen Grund in der grossen Einfachheit der Construction und in dem Umstande, dass man bei seinem Entstehen (circa 1845) noch keine besseren Constructionen kannte, während man schon damals für die Anlage der Eisenbahnen eine grosse Anzahl von Brücken auszuführen hatte. Jetzt findet dieses System fast nur noch bei ganz kleinen Spannweiten Anwendung.

Die erste nach diesem Systeme erbaute Brücke ist die Brücke der Dublin-Drogheda-Bahn über den Royal-Canal bei Dublin in Irland (1845) mit einer Oeffnung von $42,7^m$ Weite. Jedoch hat das System vorzüglich in Deutschland und der Schweiz eine sehr ausgedehnte Anwendung gefunden. Selbst eine der grössten aller bestehenden Brücken, die Wechselbrücke bei Dirschau mit sechs Oeffnungen von je $121,1^m$ Spannweite, ist nach diesem Systeme erbaut.

§. 22. **Weitmaschiges Netzwerk.** Wesentlich rationeller wird die Construction, wenn man den gedrückten Stäben einen Querschnitt giebt, der bei gegebener Fläche ein möglichst grosses Trägheitsmoment hat, um eine möglichst grosse Sicherheit gegen Einknicken zuzulassen, dabei aber auch

Fig. 27.

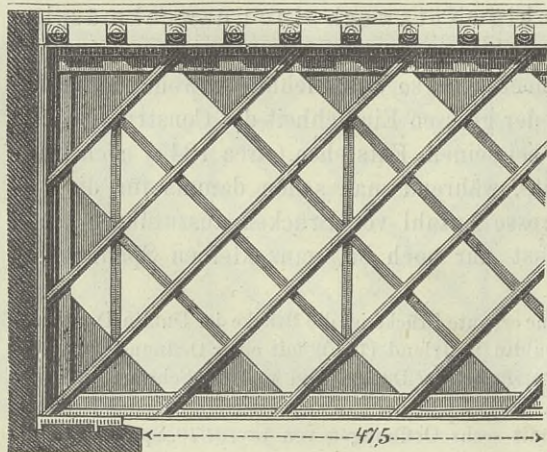
Brücken über die Eipel und über die Gran in Ungarn. — $\frac{1}{130}$ n. Gr.

praktischen Anforderungen, namentlich in Hinsicht auf Einfachheit und Verbindungsfähigkeit, entspricht. Man hat bis jetzt verschiedene Querschnittsformen in Anwendung gebracht, nämlich das Winkeleisen, **T**-Eisen (Fig. 28 und 31), das **E**-Eisen (Fig. 29 und 30) und das Ω -Eisen (Fig. 27).

Die gezogenen Stäbe werden hierbei entweder aus Flacheisen oder aus derselben Eisengattung, wie die gedrückten Stäbe, hergestellt. Jede dieser beiden Anordnungen bietet ihre Vortheile:

a) **Querverbindungen.** Wählt man für die gezogenen Stäbe Flacheisen,

Fig. 28.

Pressel's Normalien der österreichischen Südbahn. — $\frac{1}{475}$ n. Gr.

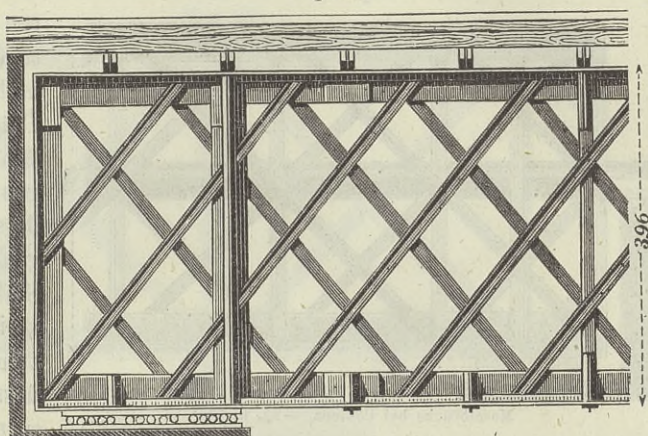
so ordnet man dieselben durchwegs auf der inneren Seite des Trägers an, während auf der äusseren Seite alle Façoneisen zu liegen kommen (Fig. 28, 29 und 30). Hierdurch bildet sich auf der inneren Seite eine ebene Fläche, an welcher sich die Querverbindungen leicht anbringen lassen, während, wenn auf der inneren Seite Formeisen liegen, Ausschneidungen und Verkröpfungen nöthig werden (Fig. 31). Sind Quer-

verbindungen mit Verticalen nicht anzuwenden (Fig. 27), so ist jedenfalls die zweite Anordnung die bessere.

b) **Ueberschneidungen.** Bei den Parallelträgern sind im mittleren Theile sämtliche Stäbe

Fig. 29.

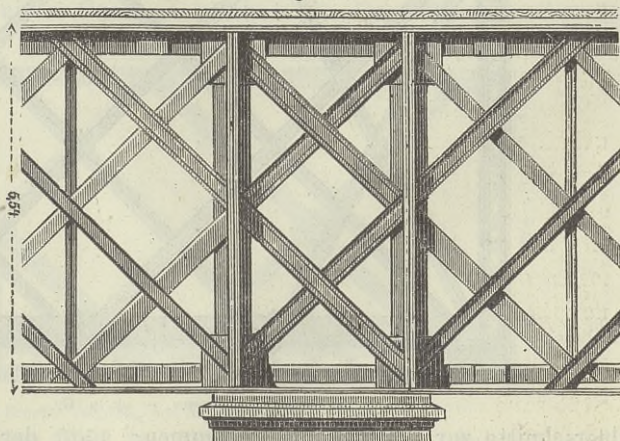
sowohl auf Zug als auf Druck beansprucht, so dass in diesem Theile entweder beide Stablagen aus Formeisen herzustellen sind, was aber bei der ersten Anordnung, da alle Formeisen auf der äusseren Seite liegen, zu schwierigen Durchschneidungen führt, oder die Flächeisen durch Aufnieten von besonderen Formeisen versteift werden müssen. Bei der zweiten Anordnung dagegen, wo für alle Stäbe Formeisen gewählt ist, fällt dieser Uebelstand weg, da man die eine Lage durchwegs auf der einen, die andere Lage durchwegs auf der andern Seite des Trägers anordnet (Fig. 27 und 31). Bei den Parabelträgern sind überhaupt sämtliche Stäbe auf Zug und Druck beansprucht, so dass hier jedenfalls die zweite Anordnung anzuwenden sein würde.

Saane-Brücke bei Freiburg. — $\frac{1}{50}$ n. Gr.

c) **Sicherung gegen Einknicken.** Wenn die gezogenen Stäbe ebenfalls steif construirt sind, so erhalten die gedrückten Stäbe eine grössere Sicherheit gegen Einknicken, als wenn sie mit schlaffen gezogenen Stäben verbunden werden, was zu Gunsten der zweiten Anordnung spricht.

Fig. 30.

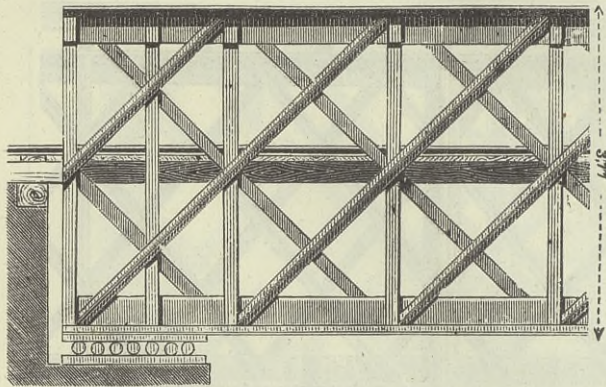
d) **Gleichartigkeit.** Durch die Anwendung von Formeisen zu beiden Stablagen entsteht eine grössere Gleichartigkeit, welche namentlich dadurch

Brücke über die Iglawa bei Eibenschütz in Mähren. — $\frac{1}{115}$ n. Gr.

einen Vortheil gewährt, dass eine geringere Menge von Walzeisensorten nöthig wird.

Beide Anordnungen findet man fast gleich häufig angewendet.

Fig. 31.

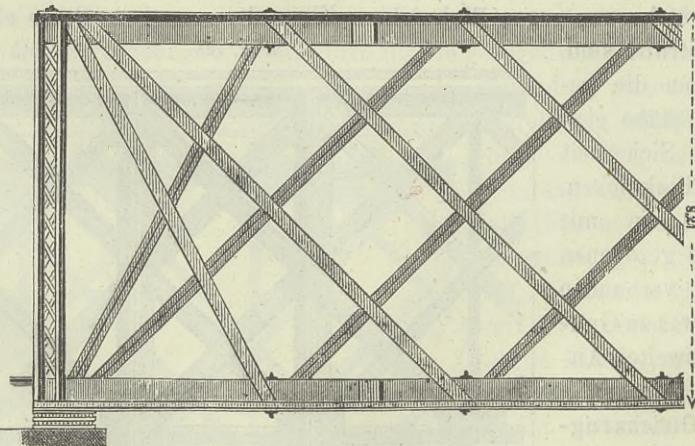


Moselbrücke bei Coblenz. — $\frac{1}{20}$ n. Gr.

werkes nicht wesentlich alteriren.

§. 23. Netzwerk mit sehr grosser Maschenweite. Um noch grössere Maschenweiten, als bei dem eben behandelten Systeme, und hierdurch bei sehr grossen Spannweiten eine noch grössere Oekonomie in der Materialverwendung zu ermöglichen, muss man Querschnittsformen wählen, welche eine noch grössere Fläche und in Betreff der Sicherheit gegen Einknicken eine noch grössere freie Länge zulassen. Insbesondere sind für die Streben kreuzförmige und bei den grösseren Spannweiten I-förmige

Fig. 32.



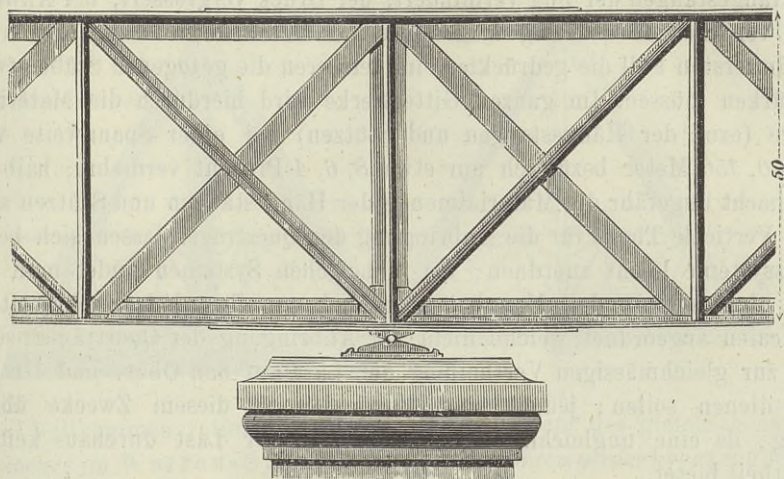
Innbrücke bei Passau. — $\frac{1}{100}$ n. Gr.

Querschnitte zur Anwendung gekommen; statt der letzteren hat man auch Gitterstäbe angewendet, welche selbst aus leichtem Gitterwerke gebildet sind. Für die gezogenen Stäbe wird fast stets Flacheisen ange-

Die in den Figuren angegebenen verticalen Theile gehören nicht den eigentlichen Trägern an, sondern den Querverbindungen. Die Theorie zeigt, dass diese Theile gegenüber den geneigten Stäben nur eine sehr kleine Spannung aufzunehmen haben, so dass sie die Beanspruchung des Gitter-

wendet, welches bei den Streben aus Kreuzeisen durch die gedrückten Stäbe hindurch geht (zu welchem Zwecke die letzteren zweitheilig zu construiren sind), während dasselbe bei den Streben aus I-Eisen oder Gitterwerk zu beiden Seiten desselben angeordnet wird. Im letzteren Falle ent-

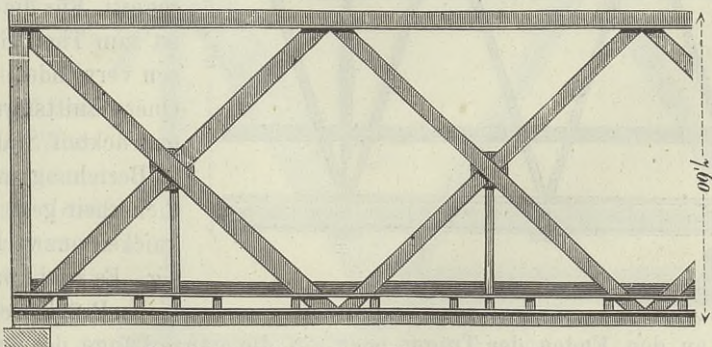
Fig. 33.

Brücke über die Thaya bei Znaim. — $1\frac{1}{2}$ n. Gr.

stehen somit kastenartige Träger, die wir Kastenträger nennen wollen (Fig. 32).

Meist ist die Theilungszahl bei diesem Systeme 2 (Kreuzsystem Fig. 33), seltener 4 (Fig. 32); jedoch finden sich auch die Theilungszahlen 3 u. 5. Bei grossen Spannweiten wird beim Kreuzsysteme die Entfernung der Knotenpunkte zur Anbringung der Querträger zu gross. Anstatt die Entfernung der Knotenpunkte durch sehr steile Lage der Gitterstäbe kleiner zu erhalten (Fig. 18), erscheint es rathsamer, ein 4theiliges System anzuwenden, oder denjenigen Gurt, an welchem die Querträger angebracht

Fig. 34.

Tay-Brücke. Oeffnung von 61 Meter. — $1\frac{1}{10}$ n. Gr.

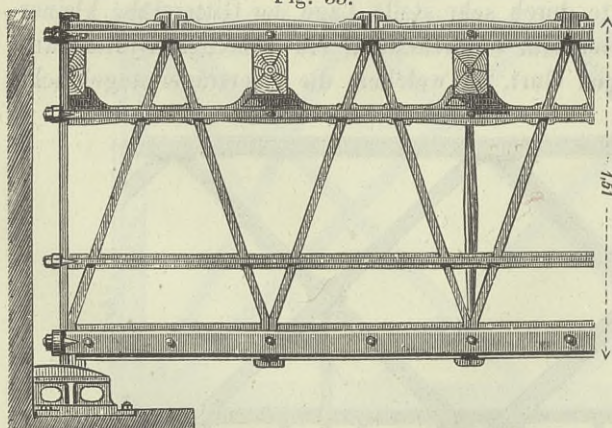
sind, je nachdem dieser Gurt der untere oder obere ist, durch Hängebalken oder Stützen mit den Kreuzungspunkten der Gitterstäbe zu verbinden (Fig. 34). Es lässt sich nachweisen, dass sich die Spannungen der

an dem unterstützten Gurte befindlichen Gitterstäbe um $\frac{1}{2} G \sec \alpha$ ändern, wenn G die an der Hängestange der Stütze wirkende Last bedeutet, dass sich dagegen die Spannungen der am anderen Gurte angebrachten Theile der Gitterstäbe nicht ändern. In den ersteren Theilen wird bei Anwendung von Hängestangen der Zug vermindert, der Druck vergrößert, bei Anwendung von Stützen der Zug vergrößert, der Druck vermindert; man wird also im ersten Fall die gedrückten, im letzteren die gezogenen Stäbe etwas verstärken müssen. Im ganzen Gitterwerke wird hierdurch die Materialmenge (excl. der Hängestangen und Stützen) bei einer Spannweite von 50, 100, 150 Meter bezüglich um etwa 8, 6, 4 Procent vermehrt; halb so viel macht ungefähr die Materialmenge der Hängestangen und Stützen aus.

Verticale Theile für die Anbringung der Querträger lassen sich beim Kreuzsysteme leicht anordnen; bei mehrfachen Systemen findet man sie meist nicht angewendet. Man hat aber auch zuweilen, indess sehr selten, Verticalen angeordnet, welche nicht zur Anbringung der Querträger, sondern zur gleichmässigen Vertheilung der Last auf den Ober- und Untergurt dienen sollen; jedoch sind Verticalen zu diesem Zwecke überflüssig, da eine ungleichmässige Vertheilung der Last durchaus keinen Nachtheil bietet.

§. 24. **System des gleichschenkligen Dreiecks.** Das eintheilige Netzwerk oder das System des gleichschenkligen Dreiecks (franz. *la système triangulaire*, engl. *the triangular system, the zig-zag truss*) war eines der zuerst in Anwendung gekommenen Systeme. Es wurde zuerst bei den Neville'schen Gitterträgern vom belgischen Ingenieur Neville (1846) angewendet (Fig. 35). Beide Lagen von Stäben bestehen hier aus

Fig. 35.

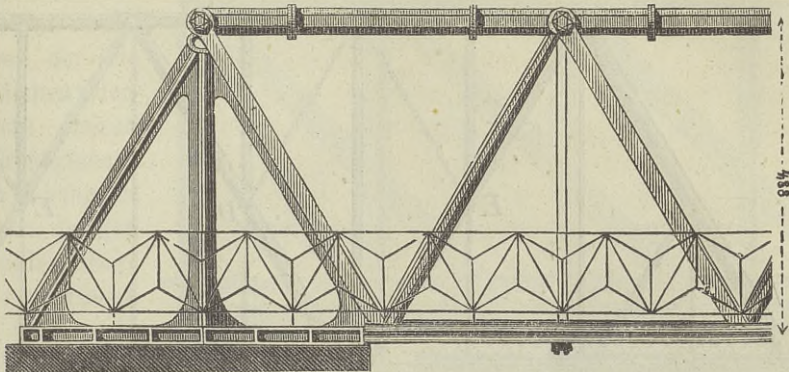
Brücke über die Sambre zwischen Charleroi und Erquelines. — $\frac{1}{30}$ n. Gr.

Schmiedeeisen und haben einen rechteckigen, nahezu oder ganz quadratischen Querschnitt. Für die Gurte ist zum Theil Gusseisen verwendet. Diese Querschnittsform der gedrückten Stäbe ist in Beziehung auf die Sicherheit gegen Einknicken unzweckmässig. Es sind zwar bei vielen Brücken entweder nur an den Enden der Träger oder auf die ganze Länge des Trägers Mittelgurte als Absteifungen angewendet; jedoch schützen diese höchstens gegen das Einknicken in der Ebene der Gitterwand, aber nicht gegen das Einknicken senkrecht zur Gitterwand. Die Detailverbindungen, die wir

Schmiedeeisen und haben einen rechteckigen, nahezu oder ganz quadratischen Querschnitt. Für die Gurte ist zum Theil Gusseisen verwendet. Diese Querschnittsform der gedrückten Stäbe ist in Beziehung auf die Sicherheit gegen Einknicken unzweckmässig. Es sind zwar bei vielen Brücken entweder

indess erst später besprechen können, sind aber ebenfalls so mangelhaft, dass das Neville'sche System als ganz unzweckmässig bezeichnet werden muss. Jetzt wird dieses System gar nicht mehr in Anwendung gebracht.

Fig. 36.

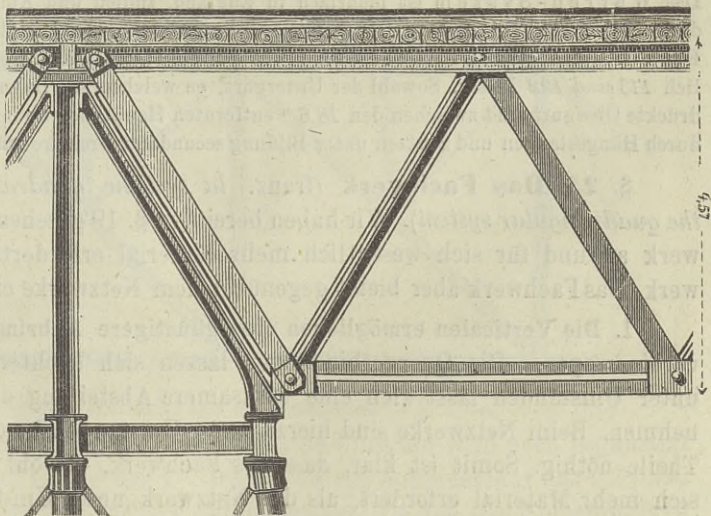
Trent-Brücke bei Newark. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Vollkommen rationell dagegen ist das System des gleichschenkligen Dreiecks im Warren-Systeme (engl. *the Warren girder*) vom englischen Capitain Warren (1849) durchgebildet (Fig. 36 und 37). Die aus Gusseisen oder aus Schmiedeeisen hergestellten Streben haben einen ganz geeigneten, nämlich einen kreuzförmigen oder ringförmigen Querschnitt, während die gezogenen Stäbe aus Flacheisen bestehen. Der gedrückte Gurt besteht aus Schmiede- oder Gusseisen, der gezogene natürlich aus Schmiedeeisen. Auch die Detailverbindungen sind meist rationell durchgeführt.

Der Strebenwinkel ist bei den Neville'schen Brücken zu klein, nämlich 25 bis 30 Grad, während er beim Warren-System meist 30 Grad angenommen ist; wir finden ihn aber auch hier bis zu 45 Grad.

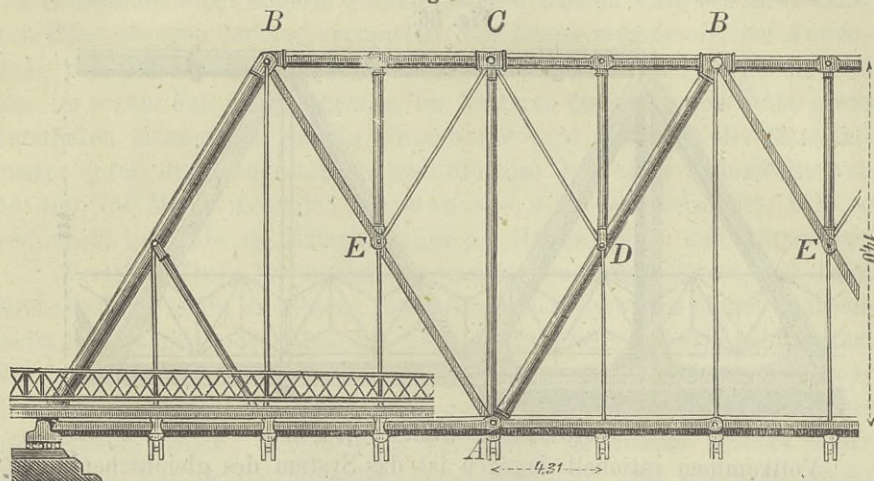
Beim Warren-Systeme

Fig. 37.

Viaduct bei Crumlin in South-Wales. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

findet man zuweilen Verticalen angeordnet und zwar entweder zur Aufhängung der Querträger an die oberen Knotenpunkte (Fig. 36 und 38), zur Stützung der Querträger auf die unteren Knotenpunkten oder zur Ab-

Fig. 38.



Brücke über den Ohio bei Louisville, Oeffnung von 122 Meter Weite. — 130 n. G.

stiefung der Hauptträger gegen Seitenbewegungen oder zur Sicherung des gedrückten Gurtes gegen Einknicken (Fig. 38). Des hierdurch bedingten Mehrbedarfes an Material wegen scheint uns das Warren-System für sehr grosse Spannweiten, bei denen noch Querträger zwischen den Knotenpunkten nöthig werden, nicht zweckmässig zu sein.

Das Neville'sche System wurde in Belgien und Italien, besonders aber in Oesterreich zu Strassen- und Eisenbahnbrücken mehrfach verwendet; die grösste Spannweite beträgt bei Strassenbrücken 41 Meter, bei Eisenbahnbrücken 22 Meter. Das Warren-System ist mehrfach in England, Indien und Amerika zur Anwendung gekommen. Die grösste Spannweite haben wohl die beiden Hauptöffnungen der von Fink erbauten Brücken über den Ohio bei Louisville in Nordamerika, nämlich 113 und 122 Meter. Sowohl der Untergurt, an welchem die Bahn liegt, als der gedrückte Obergurt sind zwischen den 18,6 m entfernten Hauptknotenpunkten noch dreimal durch Hängestangen und Stützen unter Bildung secundärer Dreiecke unterstützt (Fig. 38).

§. 25. Das Fachwerk (franz. *la système quadrangulaire*, engl. *the quadrangular system*). Wir haben bereits in §. 19 gesehen, dass das Fachwerk an und für sich wesentlich mehr Material erfordert, als das Netzwerk. Das Fachwerk aber bietet gegenüber dem Netzwerke einige Vortheile:

1. Die Verticalen ermöglichen eine günstigere Anbringung der Querverbindungen. Die Querverbindungen lassen sich leichter anordnen und unter Umständen lässt sich eine wirksamere Absteifung der Träger vornehmen. Beim Netzwerke sind hierzu unter Umständen besondere verticale Theile nöthig. Somit ist klar, dass das Fachwerk, obwohl es an und für sich mehr Material erfordert, als das Netzwerk, unter Umständen dennoch eine geringere Materialmenge für die ganze Brücke ermöglichen kann.

Einen bestimmten Vergleich können wir indess erst bei der Besprechung der „Querconstructionen“ anstellen. In allen Fällen, wo Verticalen für die Querverbindungen nicht nöthig sind, ist das Netzwerk entschieden vorzuziehen. Die

Querverbindungen (mit Ausnahme der eigentlichen Querträger) liessen sich übrigens auch in schiefen Ebenen an den geneigten Streben anordnen, wie wir es in der That bei einigen amerikanischen Brücken finden, obwohl diese Anordnung weniger einfach und schön ist.

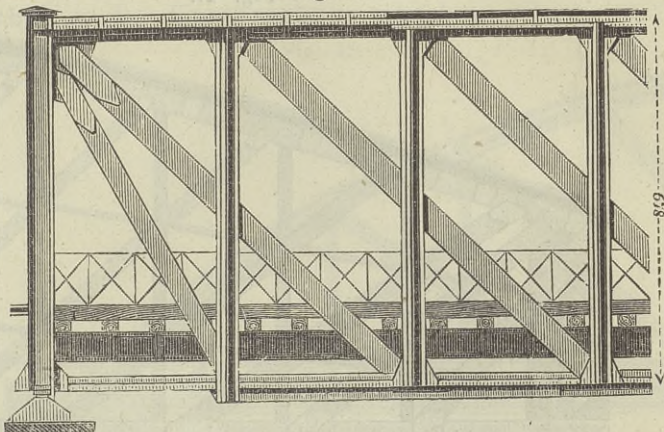
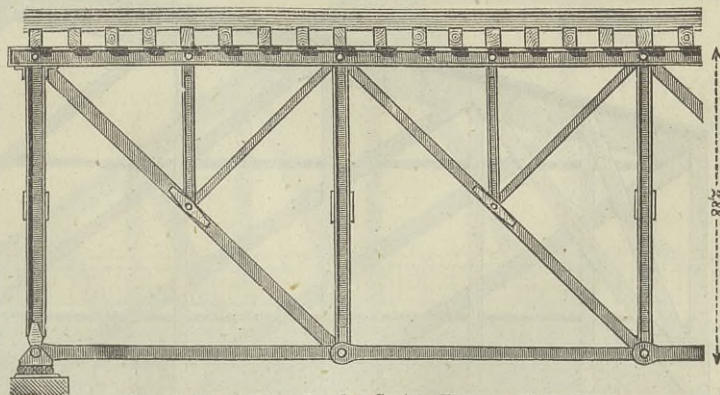


Fig. 39.

Donaubrücke bei Ingolstadt. — $\frac{1}{18}$ n. Gr.

2. Grösserer Querschnitt. Die Spannung der Verticalen ist ungefähr $1,4$ mal so gross, als die der Streben im Netzwerke, eine gleiche Entfernung der Knotenpunkte vorausgesetzt; der Querschnitt wird sich also auch ungefähr $1,4$ mal so gross ergeben. Dieser Umstand ermöglicht es, in den am wenigsten gespannten Stäben, mit Rücksicht auf die nöthige Sicherheit gegen Einknicken, die theoretische Querschnittsfläche genauer einzuhalten, als beim Netzwerke.

Fig. 40.

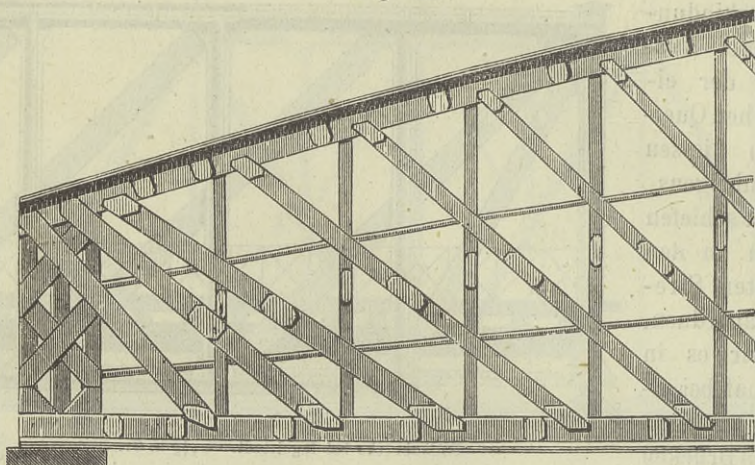


Mount Union-Brücke über den Juniata-Fluss. — $\frac{1}{70}$ n. Gr.

3. Kürzere Länge. Der eben erwähnte Umstand wird noch begünstigt durch die kürzere Länge der Verticalen, welche nur ungefähr das $0,7$ fache der Länge der Streben im Netzwerke beträgt. Da bei der Knickfestigkeit das Quadrat der Länge in Frage kommt, so ist die kürzere Länge von

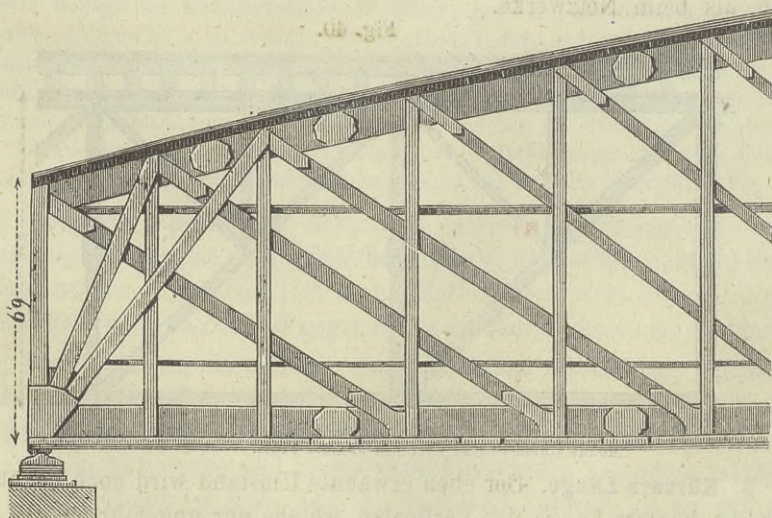
nicht unwesentlichem Einflusse. Häufig ist durch diesen Grund allein die Anwendung des Fachwerkes motivirt worden, obwohl mit Unrecht, da trotz dieses Umstandes das Fachwerk mehr Material erfordert, als das Netzwerk.

Fig. 41.

Leckbrücke bei Kuilenburg. — $\frac{1}{20}$ n. Gr.

4. Schönheit. Der Eindruck, welchen das Fachwerk macht, ist jedenfalls ein ungünstigerer, als der des Netzwerkes, namentlich in Folge der Unregelmässigkeit, welche durch das gegenseitige Durchdringen der geneigten Stäbe im mittleren Theile des Trägers entsteht (Fig. 2 und 46). In ästhetischer Hinsicht steht also das Fachwerk dem Netzwerke wesentlich nach.

Fig. 42.

Brücke über den Rhein bei Düsseldorf. — $\frac{1}{200}$ n. Gr.

In neuerer Zeit kommt das Fachwerk fast mehr in Anwendung, als das Netzwerk. Die Diagonalen sind fast immer aus Flacheisen gebildet

während für die Verticalen eine der Knickfestigkeit entsprechende Querschnittsform gewählt ist, also ein L-förmiger, T-förmiger, kreuzförmiger, I-förmiger Querschnitt, oder sie sind aus Gitterwerk gebildet. In den beiden letzteren Fällen werden die Flacheisenstäbe auf beiden Seiten der Verticalen angeordnet, so dass Kastenträger entstehen.

Die Theilungszahl ist meist 1, 2 od. 3.

Engmaschiges Fachwerk mit grosser Theilungszahl ist aus dem in §. 16 erörterten Grunde nicht zweckmässig. Das engmaschige Fachwerkssystem mit

Verticalen aus Winkeleisen und Diagonalen aus Flacheisen wurde in Baiern Herrn Mohrié patentirt; jedoch beruht diese Erfindung auf einer falschen Anschauung. Um eine möglichst grosse Maschenweite zu erhalten, ohne die Entfernung der Querträger zu gross zu erhalten, kann man hier durch secundäre Dreiecke den betreffenden Gurt mit den Verticalen oder Diagonalen verbinden; die letztere Anordnung ist in Amerika mehrfach unter dem

Fig. 43.

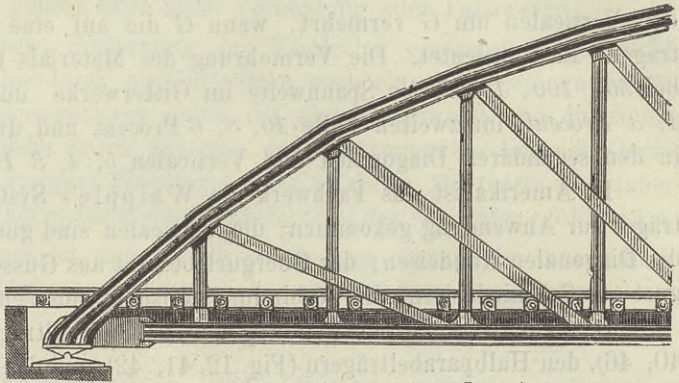
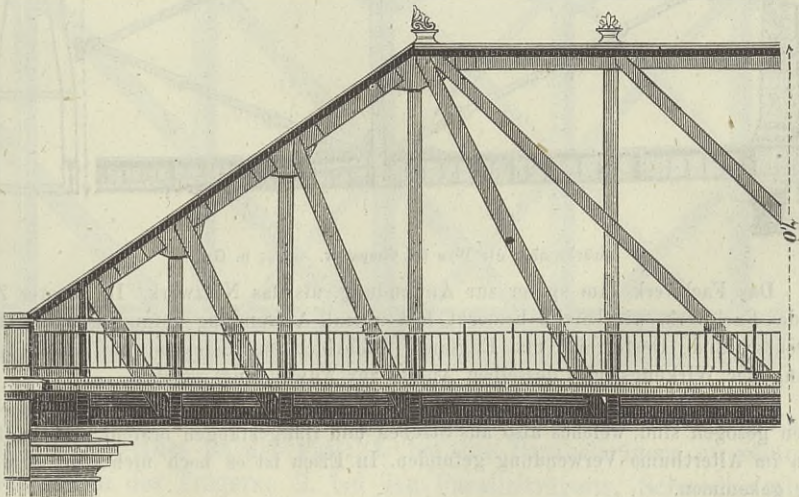
Weserbrücke bei Corvey. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Fig. 44.

Brigitta-Brücke über den Donaueanal in Wien. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Namen Pettit'sches System (Fig. 40) zur Verwendung gekommen. Fig. 40 zeigt die Anordnung, wenn die Bahn am Obergurte liegt; wenn die Bahn am Untergurte liegt, so ist derselbe an der Mitte der Diagonalen

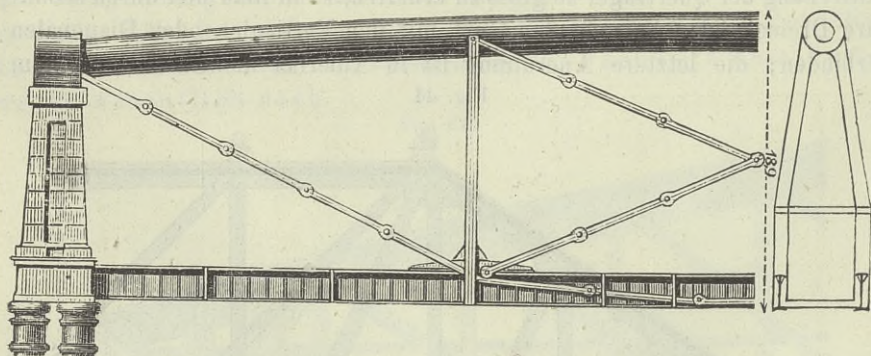
und diese wieder an den oberen Enden der Verticalen angehängen. Wenn die Bahn am Obergurte liegt, so ändert sich die Spannung des untern Theiles der Diagonalen und die der Verticalen gegenüber der gewöhnlichen Anordnung nicht, während die Spannung des oberen Theiles der Diagonalen um $\frac{1}{2} G \sec \alpha$ wächst. Wenn die Bahn am Untergurte liegt, so gilt hinsichtlich der Diagonalen dasselbe, während sich der Druck in den Verticalen um G vermehrt, wenn G die auf eine Diagonale übertragene Last bedeutet. Die Vermehrung des Materials beträgt ungefähr bei 50, 100, 150 Meter Spannweite im Gitterwerke im ersten Falle 5, 4, 3 Procent, im zweiten Falle 10, 8, 6 Procent und die Materialmenge in den secundären Diagonalen und Verticalen 5, 4, 3 Procent.

In Amerika ist das Fachwerk als Whipple's System für Parallelträger zur Anwendung gekommen; die Verticalen sind gusseiserne Röhren, die Diagonalen Rundeisen; der Obergurt besteht aus Gusseisen, der Untergurt aus Schmiedeeisen; die Verbindungsweise ist indessen unzweckmässig.

Das Fachwerk hat Verwendung bei den Parallelträgern (Fig. 2, 39, 40, 46), den Halbparabelträgern (Fig. 12, 41, 42) und den Schwedler'schen Trägern (Fig. 10, 43) gefunden. Bei allen drei Systemen wird indess im mittleren Theile stets Doppelfachwerk (Fig. 46) nöthig.

Die besonderen Endanordnungen werden im IX. Capitel besprochen.

Fig. 45.



Brücke über die Wye bei Chepstow. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Das Fachwerk kam später zur Anwendung, als das Netzwerk. In neuerer Zeit hat das Fachwerk, wie bereits bemerkt, fast überall Anwendung gefunden, namentlich in Deutschland, Oesterreich und England. Mehrfach hat indessen eine falsche Auffassung der Wirkungsweise desselben Anlass zur Anwendung gegeben.

Das umgekehrte System, bei welchem die geeigneten Stäbe gedrückt, die verticalen gezogen sind, welches also aus Streben und Hängestangen besteht, hat in Holz schon im Alterthume Verwendung gefunden. In Eisen ist es noch nicht zur Anwendung gekommen.

§. 26. **Brunel's Fachwerk.** Die erste Anwendung fand das Fachwerk bei der von Brunel in den Jahren 1850 bis 1852 erbauten Brücke über die Wye bei Chepstow (Fig. 45.) In Beziehung auf die Form des

Obergurtes gehört dieses System zu den Halbparabelträgern. Die Verbindung beider Gurte ist allerdings wesentlich abweichend von dem üblichen, selbst dem weitmaschigen Gitterwerk, indem die ganze Länge durch zwei Endständer und zwei Mittelständer in nur drei Felder getheilt ist, von denen die beiden äusseren durch je eine, das mittlere durch zwei aus Kettengliedern bestehende Diagonalen ausgefüllt sind. Der Wirkungsweise nach gehört aber diese Verbindung zum Fachwerke.

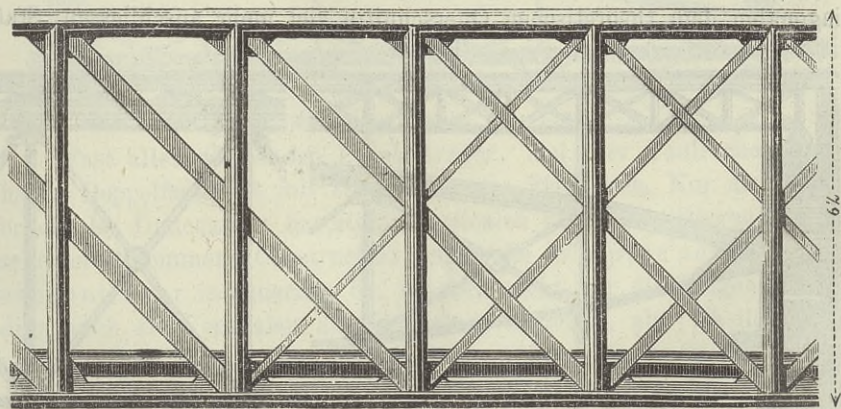
Eine so grosse Entfernung der Verticalen erscheint indess nicht zweckmässig, da hierdurch die Gurtstücke noch eine besondere und nicht unwesentliche Beanspruchung durch ihr eigenes Gewicht und durch die zufällige Last, welche durch zwischen den Knotenpunkten liegende Querträger auf den Untergurt übertragen wird, erfahren. Die Gurte sind daher stärker zu halten, als es bei kleinerer Entfernung der Verticalen nöthig wäre.

Dieses System ist nur bei dieser einzigen Brücke in Anwendung gekommen und dürfte auch schwerlich weitere Verwendung finden.

b) Combinirte Systeme.

§. 27. **Das Doppelfachwerk.** Das Doppelfachwerk unterscheidet sich vom einfachen Fachwerke nur dadurch, dass zwei Diagonalen statt der einen angeordnet sind (Fig. 46 bis 50). Es kommt dann zur Anwendung, wenn zu Nebenzwecken steife Verticalen als wünschenswerth er-

Fig. 46.



Donaucanal-Brücke der österr. Nordbahn bei Wien. — $\frac{1}{125}$ n. Gr.

scheinen und eine Diagonale sowohl auf Zug, als auf Druck beansprucht werden würde. Dies ist der Fall: 1. bei den Parabelträgern an sämtlichen Stellen des Trägers; 2. bei den Parallelträgern, Schwedler'schen Trägern und Halbparabelträgern im mittleren Theile des Trägers.

Es ist allerdings möglich, ein einfaches Gitterwerk anzuordnen, wenn jeder Gitterstab steif construirt wird, so dass er nicht nur einen Zug,

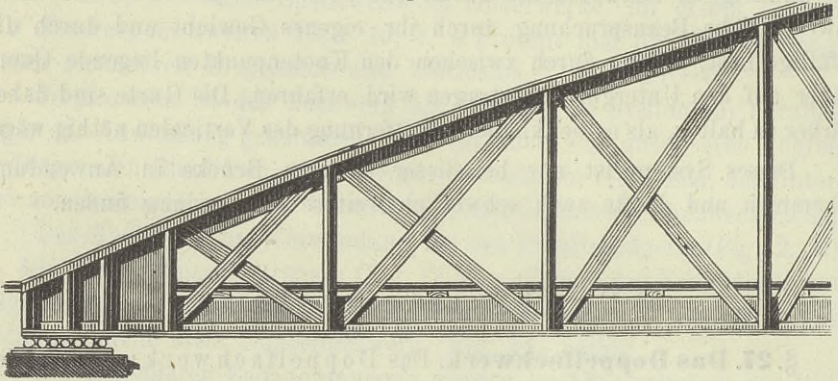
sondern auch einen Druck aufnehmen kann. Der Vergleich beider Constructionen stellt sich folgendermassen:

1. **Materialmenge.** Die Materialmenge des Gitterwerkes bei verschiedenen Systemen hat theoretisch folgendes Verhältniss:

Netzwerk.	Fachwerk.	Doppelfachwerk.
1,00	: 1,53	: 2,60

Beim einfachen Fachwerke müssten die Diagonalen steif construirt werden und hierzu in Folge der verhältnissmässig grossen Länge und kleinen

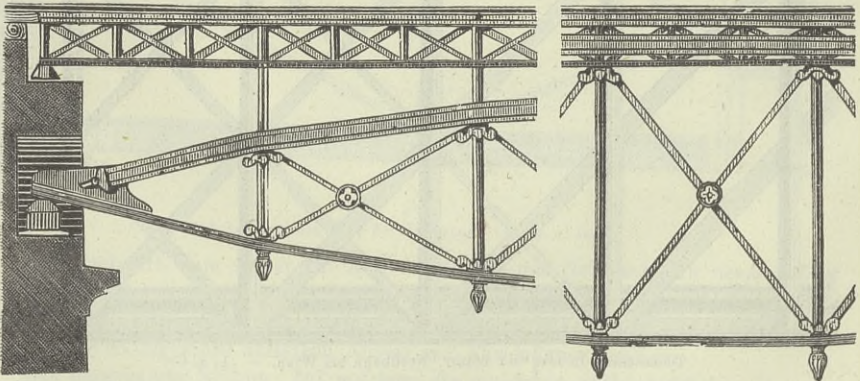
Fig. 47.



Weserbrücke in Bremen. — $\frac{1}{112}$ n. Gr.

Spannung meist einen übermässig grossen Querschnitt erhalten, d. h. einen grösseren Querschnitt, als es die Beanspruchung auf reine Zug- oder Druckfestigkeit erheischen würde. Beim Doppelfachwerke kann man sich in den Diagonalen dem theoretischen Querschnitte viel mehr anschliessen. Statt

Fig. 48.



Isarbrücke bei Grosshesselohe. — $\frac{1}{137}$ n. Gr.

des theoretischen Verhältnisses $1,00 : 1,53 : 2,60$ stellt sich daher in Wirklichkeit das Verhältniss ungefähr

$$1,00 : 1,53 : 2,10$$

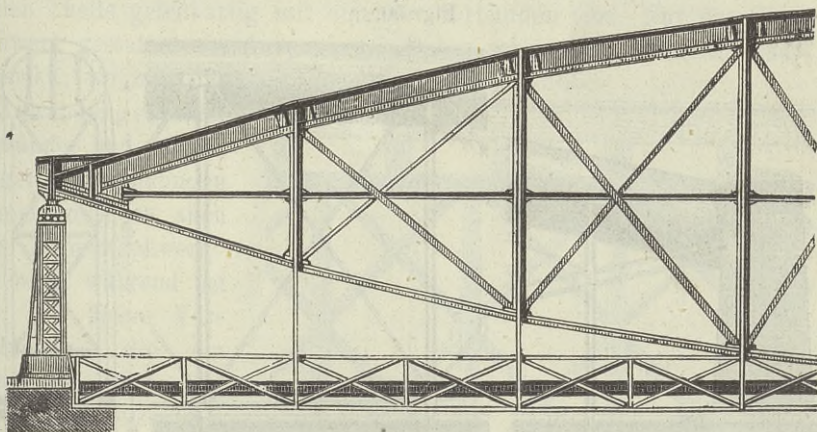
heraus. Immerhin aber würde das Doppelfachwerk ungefähr *1,37 mal* so viel Material erfordern, als das einfache Fachwerk. Indessen macht das

Gitterwerk in allen den Fällen, wo Doppelfachwerk zur Verwendung kommt, also insbesondere bei Parabelträgern, nur einen so kleinen Theil des Ganzen aus (nämlich bei 10, 50, 100, 150 Meter Spannweite bezüglich nur 22, 15, 17, 8 Procent), dass ein etwas grösserer Materialaufwand nichts schadet, wenn sich hierdurch andere Vortheile erreichen lassen.

2. Einfachheit. Der hauptsächlichste Vortheil des Doppelfachwerkes besteht in der grösseren Einfachheit, indem sich die aus Flacheisen bestehenden Diagonalen leichter herstellen und befestigen lassen, als steif zu konstruierende Diagonalen.

3. Schönheit. Beim einfachen Fachwerke müsste in der Mitte ein Wechsel in der Lage der Diagonalen eintreten; diese Unregelmässigkeit verleiht dem Träger ein unschönes Aussehen. Jedenfalls ist daher das Doppelfachwerk in ästhetischer Hinsicht höher anzuschlagen.

Fig. 49.



Rheinbrücke bei Mainz. — $\frac{1}{100}$ n. Gr.

Fast alle bestehenden Parabelträger, incl. der Pauli'schen Träger, haben Doppelfachwerk mit Diagonalen aus Flacheisen. Nur die Scheldebrücke bei Oudenarden hat steife Verticalen und steife Diagonalen. Eine sehr unvollkommene Construction zeigen die Whipple'schen Bogen-sehnen-träger in Amerika, bei welchen nicht nur die Diagonalen, sondern auch die Verticalen aus Rundeisen bestehen, also Theile, welche einem Drucke widerstehen können, ganz fehlen. Hierdurch tritt bei einseitiger Belastung eine sehr starke Beanspruchung des oberen steif konstruirten Gurtes ein.

Da die vom Gitterwerke aufzunehmende Kraft hier viel kleiner ist, als beim Parallelträger, so genügt meist selbst bei den grössten Spannweiten eine einfache Kreuzung der Diagonalen.

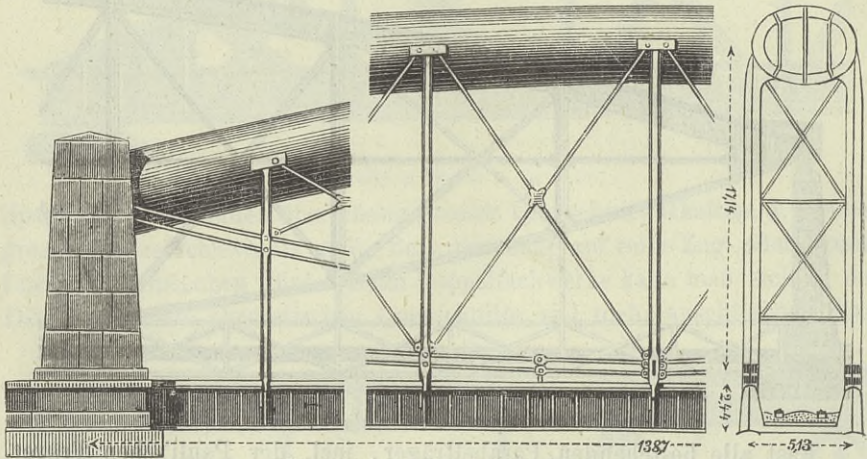
§. 28. Anspannung der Diagonalen. Beim Doppelfachwerke kommt nur immer die eine der Diagonalen zur Wirkung, indem sich die andere, welche durch die Wirkung der Belastung verkürzt wird, seitlich ausbiegt.

Je nachdem die eine oder die andere Seite des Trägers, von dem betreffenden Felde aus gerechnet, belastet ist, kommt die eine oder die andere Diagonale zur Wirkung.

Durch das seitliche Ausbiegen entsteht ebenfalls eine Spannung. Es lässt sich nachweisen (siehe: theoretischer Theil), dass diese Spannung kleiner als der Sicherheitscoefficient, also unschädlich ist, wenn die Dicke der Diagonale kleiner ist, als etwa $\frac{1}{500}$ ihrer Länge, was bei mittleren und grossen Spannweiten meist der Fall ist.

Um dieses Ausbiegen aber gar nicht eintreten zu lassen, hat man die Diagonalen oft künstlich angespannt; hierdurch entsteht auch in den Verticalen ein künstlicher Druck. Durch die Belastung vermindert sich die Spannung in der einen Diagonale; es erscheint nun rathsam, die künstliche Anspannung so weit zu treiben, dass die Spannung durch die Belastung auf Null herabgeht, so dass bei belasteten Trägern der Zustand

Fig. 50.



Tamarbrücke bei Saltash. — 1/15 n. Gr.

ganz derselbe ist, als wenn diese Diagonalen gar nicht vorhanden wären. Ist die künstliche Anspannung nicht so gross, so tritt eine Ausbiegung, wenn auch eine geringere, ein. Ist die künstliche Anspannung dagegen grösser, so ist die Spannung der auch durch die Belastung gespannten Diagonalen und Verticalen grösser, als dies ohne künstliche Anspannung der Fall sein würde, so dass auch grössere Querschnitte nöthig würden; eine so starke Anspannung wäre daher unzweckmässig.

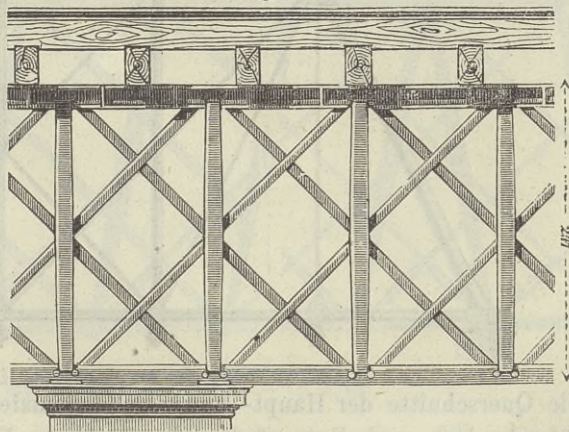
Die künstliche Anspannung lässt sich auf verschiedene Weise erzielen: 1. durch Anspannen an den Enden der Diagonalen mittelst Schrauben oder Keile; 2. durch Anspannung an den Kreuzungsstellen der Diagonalen mittelst Schrauben oder Keilen, zu welchem Zwecke hier eigene Schlösser anzubringen sind (Fig. 50); 3. durch entsprechendes Anwärmen der Diagonalen vor der Befestigung ihrer Enden, was indessen mit praktischen Schwierigkeiten verknüpft ist; 4. durch Befestigung der einen Diagonale,

während die Brücke derart belastet ist, dass in der andern Diagonale die grösste Spannung eintritt. Weiteres im VIII. Capitel.

§. 29. **Rider's System.** Wie wir gesehen haben, ist Doppelfachwerk für Parallelträger, ausser im mittleren Theile, nicht nothwendig. Indessen bietet dasselbe doch bei Anwendung sehr schlaffer Diagonalen aus Flach- oder Rundeisen einen praktischen Vortheil. Es erscheint nämlich zweckmässig, denselben schon bei der Aufstellung der Brücke, wo dieselbe noch auf einem Gerüst ruht, eine schwache künstliche Anspannung zu geben, da es sonst der Arbeitsmängel wegen, namentlich der immer vorhandenen schwachen Krümmungen der Flach- und Rundeisen und der nicht genau richtigen Länge der einzelnen Stücke wegen, schwer ist, alle Theile zum gleichmässigen Tragen zu bringen. Bei einem einfachen Systeme ist ein solches Anspannen nicht möglich, wenn die einzelnen Theile gelenkartig mit einander verbunden sind. Nur das Doppelfachwerk gestattet ein Anspannen. Daher scheint es erklärlich, dass in

Fig. 51.

Amerika, wo man für die Anwendung schlaffer Zugbänder und gelenkartiger Verbindungen eingenommen ist, auch das Doppelfachwerk anwendet, während bei uns, wo starre Verbindungen, die ein schwaches Anspannen der aus Flacheisen bestehenden Diagonalen zulassen, üblich sind, keine Anwendung findet.

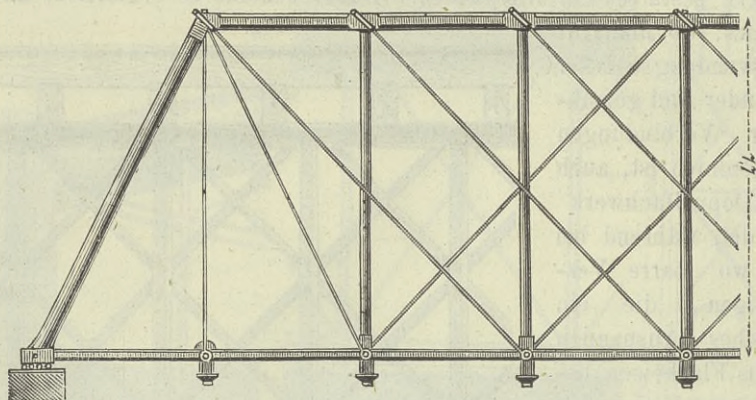
Brücke der Morris- und Esbahn in Amerika. — $\frac{1}{5}$ n. Gr.

Hätten die Diagonalen keine künstliche Anspannung, so würde die eine Lage, die Hauptdiagonalen (franz. *le tirant*, engl. *the tie*), auf Zug, die andere Lage, die Gegendiagonalen (franz. *le contre-tirant*, engl. *the counter-tie*), auf Druck beansprucht. Bei Anwendung einer künstlichen Anspannung wird sich demnach dieselbe durch die Belastung in den Hauptdiagonalen vermehren, in den Gegendiagonalen vermindern. Es erscheint nun rathsam, die künstliche Anspannung so gross zu wählen, dass dieselbe in den Gegendiagonalen auf Null herabgeht, sich in den Hauptdiagonalen also verdoppelt. Bei einer geringeren Anspannung würden die Gegendiagonalen bei der Belastung schlaff werden oder seitlich ausbiegen; eine grössere Anspannung würde, ohne Vortheile zu bieten, zu grosse Querschnitte der Hauptdiagonalen erfordern. Hiernach müsste die künstliche Anspannung halb so gross sein, als die Spannung

der Diagonalen bei einfachem Fachwerke, nämlich $= \frac{1}{2} \frac{Q}{n} \sec \alpha$ (vergl. § 18), während die grösste Spannung der Hauptdiagonalen $\frac{Q}{n} \sec \alpha$ wird.

Wird das Gerüst beseitigt, die Brücke also unter die Wirkung des Eigengewichtes gebracht, so vermindert sich die künstliche Anspannung der Gegendiagonalen. Bezeichnet man das Eigengewicht und die zufällige Last pro Längeneinheit bezüglich mit g und p , so vermindert sich die Spannung der Gegendiagonalen durch das Eigengewicht um $\frac{1}{2} \frac{g}{g+p} \frac{Q}{n} \sec \alpha$, weil bei der Wirkung der Gesamtlast $g + p$ die Verminderung nach dem Obigen $\frac{1}{2} \frac{Q}{n} \sec \alpha$ beträgt. Die bei der Wirkung des Eigengewichtes vorhandene Spannung ist demnach $= \frac{1}{2} \frac{p}{g+p} \frac{Q}{n} \sec \alpha$. Da die stärkere Anspannung bei der Montirung der Brücke nur kurze Zeit dauert, so genügt es, die Querschnitte der Gegendiagonalen nach der Spannung unter Wirkung des Eigengewichtes zu bemessen, so dass sich

Fig. 52.



Brücke von Quincy über den Missouri. — 135 n. Gr.

die Querschnitte der Haupt- und Gegendiagonalen an derselben Stelle wie $2(g + p) : p$ verhalten würden. In der Mitte des Trägers, wo die Transversalkraft positiv und negativ werden kann, kann allerdings die Gegendiagonale einen grösseren Querschnitt erhalten müssen, da sie hier auch die Stelle einer Hauptdiagonale zu vertreten hat.

Das Fachwerk mit steifen Verticalen und schlaffen Diagonalen hat fast nur in Amerika ausgedehnte Anwendung gefunden. Wir erwähnen als die hauptsächlichsten Constructionen:

1. **Rider's System**, welches seit etwa 1850 in Anwendung ist. Die Verticalen und der Obergurt bestehen aus Gusseisen, die Diagonalen und der Untergurt aus Flacheisen (Fig. 51). Das Anspannen der Diagonalen erfolgte durch Schrauben am oberen Ende jeder Diagonale oder durch Eintreiben von Keilen zwischen die Verticalen und den Obergurt. Die Querschnitte sind bei allen Rider'schen Brücken constant gelassen. Das Rider'sche System ist eine Nachbildung des Long'schen Systems für

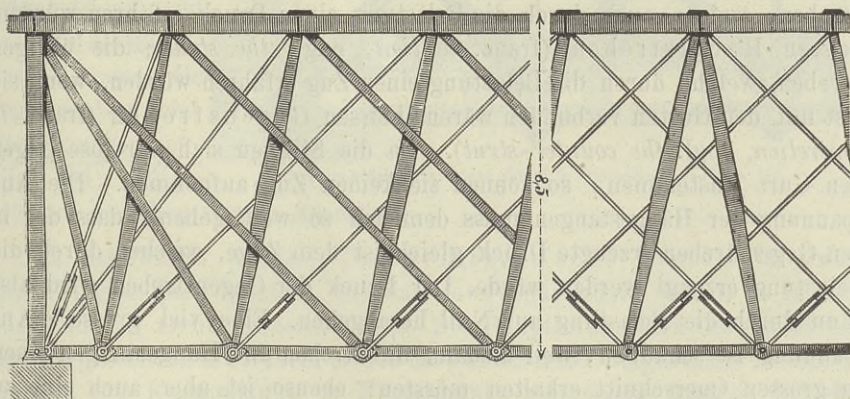
Holzbrücken in Eisen. In neuerer Zeit sind die drei folgenden durchgebildeteren Constructionen in Anwendung gekommen.

2. **Murphy-Whipple's System**, bei welchem der Obergurt und die Verticalen aus Holz, die Diagonalen aus Rundeisen bestehen. Man construirt nach diesem Systeme in der Fabrik von M. Boomer in Chicago. Auf Details gehen wir bei Besprechung der Holzbrücken ein.

3. **Linville's System**, welches dieselbe Construction ganz in Eisen durchgeführt zeigt; Obergurt und Verticalen sind von Guss- oder Schmiedeeisen (Fig. 52). Bei unten liegender Bahn ist der Endständer meist geneigt angeordnet und die letzten Gegendiagonalen fehlen alsdann (Fig. 52). Bei oben liegender Bahn ist unter Weglassung des Endständers meist der Obergurt aufgelagert.

4. **Post's System**, welches sich von dem vorigen nur dadurch unterscheidet, dass die Ständer nicht vertical, sondern geneigt und zwar nach

Fig. 53.

Brücke von Omaha über den Missouri. — z₁₀ n. Gr.

der Trägermitte hin überhängend angeordnet sind (Fig. 53). Da die Gegendiagonalen nur eine untergeordnete Rolle spielen und schwach gegen die Hauptdiagonalen sind, so ist klar, dass die Neigung der Pfosten und der Hauptdiagonalen, um ein Minimum der Kosten zu erzielen, sich der entsprechenden Neigung für ein einfaches System nähern muss, dass also in der That die Pfosten nicht vertical, sondern geneigt sein müssen. Bei den Post'schen Brücken ist die Tangente des mit der Verticalen gebildeten Winkels für den Pfosten = 0,2 bis 0,3, für die Hauptdiagonalen = 1,0 bis 1,1, für die Gegendiagonalen = 1,4 bis 1,7; für diese Lage ergibt sich eine Kostenersparniss im Gitterwerk von 6 bis 8 Procent. Für das wirkliche Minimum der Kosten, welchem eine Ersparniss von 19 bis 25 Procent entspricht, müssen allerdings die Pfosten eine wesentlich flachere Lage haben. Die Brücken sind entweder ganz in Eisen construirt, oder die Obergurte und Pfosten bestehen aus Holz.

Bei den drei letztgenannten Constructionen ist der Untergurt in der Regel ein Kettengurt (vergl. §. 37); die Hauptdiagonalen sind meist doppelt, die Gegendiagonalen einfach angeordnet; letzere sind ausserdem schwächer, als die ersteren.

Wir behalten für das Doppelfachwerk mit steifen Pfosten und schlaffen Diagonalen im Allgemeinen den Namen Rider's System bei. Das Linville'sche System ist bis zu Spannweiten von 76^m (Brücke von Quincy über den Missouri), das Post'sche System bis zu gleicher Spannweite (Brücke von Omaha über den Missouri) angewendet.

§. 30. Das Howe'sche System. Das Howe'sche System ist ein combinirtes System mit Verticalen und einer doppelten Schar von Diagonalen (Fig. 54). Die Verticalen, hier Hängestangen (franz. *le tirant*, engl. *the tie*) genannt, werden künstlich angespannt und hierdurch auch ein künstlicher Druck in den Diagonalen oder Streben erzeugt. Zu diesem Zwecke sind die runden Hängestangen an den Enden mit Schraubengewinden versehen, deren Muttern sich gegen die Gurte legen. Diejenigen Streben, welche auch durch die Belastung einen Druck erfahren würden, heissen Hauptstreben (franz. *le lien*, engl. *the strut*); die übrigen Streben, welche durch die Belastung einen Zug erfahren würden, wenn sie fest mit den Gurten verbunden wären, heissen Gegenstreben (franz. *le contrelien*, engl. *the counter-strut*). Da die Streben sich nur lose gegen den Gurt anstemmen, so können sie keinen Zug aufnehmen. Die Anspannung der Hängestangen muss demnach so weit gehen, dass der in den Gegenstreben erzeugte Druck gleich ist dem Zuge, welcher durch die Belastung erzeugt werden würde. Der Druck der Gegenstreben wird alsdann durch die Belastung auf Null herabgehen. Eine viel grössere Anspannung ist schädlich, weil alsdann die Streben und Hängestangen einen zu grossen Querschnitt erhalten müssten; ebenso ist aber auch eine zu kleine Anspannung schädlich, weil sich alsdann die Gegenstreben bei der Belastung auslösen, sich hierdurch verrücken und beim Aufaufen der Last gegen die Gurte stossen.

Hiernach bildet das Howe'sche System den entschiedenen Gegensatz zum Rider'schen System.

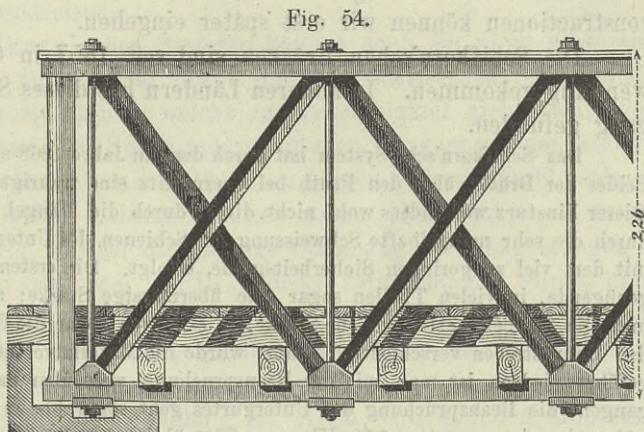
Da der in beiden Strebenlagen künstlich erzeugte Druck gleich und der durch die Belastung in den Hauptstreben erzeugte Druck ebenso gross ist, als der Zug, welcher in den Gegenstreben erzeugt würde, so ist der grösste Druck, welchen die Hauptstreben aufzunehmen haben, doppelt so gross, als der grösste Druck, welchen die Gegenstreben aufzunehmen haben. Gewöhnlich hat man daher den Gegenstreben einen halb so grossen Querschnitt gegeben, als den Hauptstreben oder man hat die Hauptstreben doppelt, die Gegenstreben einfach angeordnet. Da indess, analog dem Rider'schen Systeme, der Druck in den Gegenstreben durch die Wirkung des Eigengewichtes vermindert wird, so kann man die Gegenstreben sogar

noch schwächer halten und zwar so, dass sich die Querschnitte der Haupt- und Gegenstreben wie $2(p+g):p$ verhalten.

Das Howe'sche System hat die ausgedehnteste Anwendung als Holzconstruktion, und zwar zunächst in Amerika, später in Europa gefunden. Als Anwendung auf Eisen sind die beiden folgenden Construktionen bekannt:

1. Jones' System, dem Howe'schen Holzsystem direct nachgebildet.

Meist besteht der Obergurt aus Guss-eisen, der untere aus Schmiedeeisen, die Hängestangen aus Rundeisen. Die Streben bestehen aus Guss- oder Schmiedeeisen und zwar sind die Hauptstreben doppelt, die Gegenstreben einfach angeordnet (Fig. 54). Diese Brücken bestehen nur in Amerika.

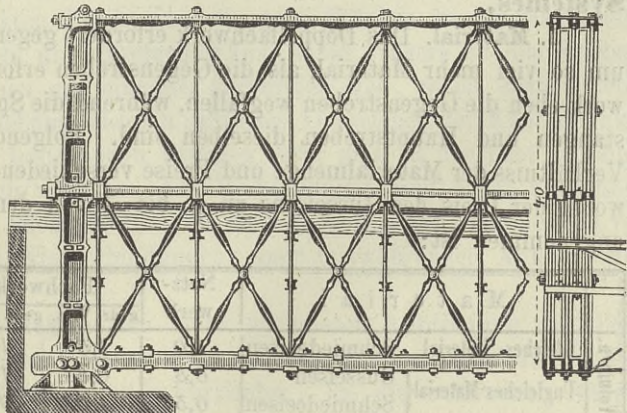


Strassenbrücke über einen Canal in Philadelphia. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

2. Schiffkorn's System. Das Schiffkorn'sche System ist zwar dem Principe nach dasselbe, wie das Howe'sche; jedoch weicht es in der Durchführung nicht unwesentlich ab. Der Hauptunterschied besteht darin, dass die gusseisernen Streben, so wie der gusseiserne Obergurt, aus einzelnen kurzen, von Knotenpunkt zu Knotenpunkt reichenden Stücken besteht (Fig. 54). Jeder

Fig. 55.

Träger besteht aus zwei bis vier Wänden, welche 130 bis 250 Millimeter von Mitte zu Mitte abstehen. In jeder Wand sind abweichend vom Howe'schen Träger, Haupt- und Gegenstreben einfach angeordnet, jedoch sind, bei den rationeller construirten Brücken die Gegenstreben



Schiffkorn's System. — cr. $\frac{1}{10}$ n. Gr.

schwächer als die Hauptstreben. Die einzelnen Stücke des Obergurtes werden durch durchgehende schmiedeeiserne Längsschienen, welche an den Endständern angespannt werden, zusammengehalten. Die Theilungszahl ist entweder zwei oder vier; in letzterem Falle, wo also jede Strebe aus vier Theilen besteht, sind die mittleren Knotenpunkte ebenfalls durch einen aus durchgehenden schmiedeeisernen Längsschienen bestehenden Mittelgurt mit einander verbunden, um ein Ausweichen derselben unmöglich zu machen. Der Untergurt besteht aus Schmiedeeisen. Auf die Detailconstructions können wir erst später eingehen.

Die Schifkorn'schen Brücken sind seit 1857 in Oesterreich in Anwendung gekommen. In anderen Ländern hat dieses System keinen Eingang gefunden.

Das Schifkorn'sche System hat durch den im Jahre 1868 erfolgten Einsturz eines Feldes der Brücke über den Pruth bei Czernowitz eine traurige Berühmtheit erlangt. Dieser Einsturz war indess wohl nicht direct durch die Mängel des Systemes, sondern durch die sehr mangelhafte Schweissung der Schienen des Untergurtes, in Verbindung mit dem viel zu geringen Sicherheitsgrade, erfolgt. Die ersten Brücken hatten eine genügende, in vielen Theilen sogar eine übermässige Stärke; alle Theile des Gurtes und alle Streben hatten gleiche Stärke, ja es waren sogar die Gegenstreben nicht von den Hauptstreben verschieden. Später wurde die Materialvertheilung rationeller ausgeführt, jedoch ist man mit der Beanspruchung weit über das zulässige Maass gegangen; die Beanspruchung des Untergurtes geht sogar bis zu 1500 Klgr. pro \square cm während meist nur etwa 750 Klgr. pro \square cm üblich ist. Die vielen Brücken der Lemberg-Czernowitzer Bahn wurden in Folge des Einsturzes abgetragen und nur die Oeffnungen bis zu 38 Meter erhielten wieder Schifkorn'sche Träger. Ausser dieser Bahn haben noch die galizische Karl-Ludwig-Bahn, die Siebenbürger Bahn, die böhmische Westbahn, die böhmische Nordbahn und die Kralup-Turnauer Bahn Schifkorn'sche Brücken, welche nach dem Einsturze der Pruthbrücke, soweit es nöthig, entsprechend reconstruirt und verstärkt wurden.

Die grösste Spannweite hatte die Pruthbrücke bei Czernowitz, nämlich 57 Meter, während jetzt nur noch Spannweiten bis zu 55 Meter existiren.

§. 31. Beurtheilung des Rider'schen und Howe'schen Systemes.

1. Material. Das Doppelfachwerk erfordert gegen das Fachwerk genau um so viel mehr Material, als die Gegenstreben erfordern, da beim Fachwerk eben die Gegenstreben wegfallen, während die Spannungen der Hängestangen und Hauptstreben dieselben sind. Folgende Tabelle giebt das Verhältniss der Materialmenge und Preise verschiedener Gitterwerksysteme, wobei der Preis des Gusseisens zu $\frac{1}{2}$ bis $\frac{3}{4}$ von dem des Schmiedeeisens angenommen ist:

	Material		Netzwerk	Fachwerk		Doppelfachwerk	
				gedr. Vert.	gedr. Diag.	Rider	Howe
Volumen.	Gleiches Material	Schmiedeeisen	1,0	1,5	1,5	1,8-2,0	1,8-2,0
	Ungleiches Material	Gusseisen	0,5	0,5	1,0	0,5	1,3-1,5
		Schmiedeeisen	0,5	1,0	0,5	1,3-1,5	0,5
Preis.	Ganz aus Schmiedeeisen . . .		1,00	1,50	1,50	1,80-2,00	1,80-2,00
	Aus Schmiede- und Gusseisen		0,75-0,87	1,25-1,37	1,00-1,25	1,55-1,87	1,15-1,62

Man ersieht hieraus, dass das Rider'sche und Howe'sche Gitterwerk wesentlich mehr Material erfordert und kostspieliger ist, als Netzwerk. Trotz der Verwendung von Gusseisen ist das Rider'sche Fachwerk noch 55 bis 87 Procent theurer als Netzwerk und 4 bis 24 Procent theurer als Fachwerk aus blossem Schmiedeeisen, das Howe'sche Fachwerk 15 bis 62 Procent theurer als Netzwerk und je nach der Spannweite und dem Verhältnisse der Preise des Guss- und Schmiedeeisens 23 Procent billiger bis 8 Procent theurer als Fachwerk aus blossem Schmiedeeisen.

Beim Schifkorn'schen Systeme kommt noch ein nicht unwesentlicher Mehrbedarf an Material durch die schmiedeeisernen Schienen des Ober- und Mittelgurtes hinzu, welche zur Tragfähigkeit nichts beitragen.

2. Unsicherheit. Die Spannstangen müssen stark angezogen werden; dies geschieht gewöhnlich mit Hülfe eines langen Schraubenschlüssels, an welchem je nach Bedarf mehrere Arbeiter ziehen. Nun aber ist es ausserordentlich schwierig, hierbei die richtige Spannung der Hängestangen zu treffen. Man kann zwar, wie von Dr. Wolsky vorgeschlagen wurde, einen dynamometrischen Schraubenschlüssel einschalten; allein auch hier ist die Sache noch unsicher, weil man, um aus der Angabe des Dynamometers auf die Spannung der Spannstangen zu schliessen, von der unsicheren Reibung an den Schrauben abhängig ist. Auch wird von den Monteuren das Anziehen der Schrauben gern so weit fortgesetzt, bis der gehörige Schluss erfolgt ist und der Gurt die gewünschte Form angenommen hat, wobei also etwaige Arbeitsmängel einen grossen Einfluss auf die Grösse der Anspannung üben. Wie viel hierbei die Spannstangen überspannt werden können, folgt schon daraus, dass beim Anspannen häufig die Schraubengewinde abgerissen sind. Durch das Befahren lockern sich die Schraubemuttern allmählig wieder. Man ist daher über die im Gitterwerke herrschenden Spannungen nie im Klaren.

Beim Schifkorn'schen Systeme kommt noch durch die Zusammensetzung der gedrückten Theile aus einzelnen Stücken in das Ganze eine Unsicherheit. Obwohl die einzelnen Wände eines Trägers an den Knotenpunkten durch Bolzen mit einander verbunden sind, so ist dennoch eine gegenseitige Verschiebung, also ein seitliches Ausweichen der Knotenpunkte möglich. Bei den bestehenden Brücken sieht man in der That zuweilen den Obergurt seitlich verbogen. Alle Verbindungen sind durch Schrauben erzielt, welche sich leicht lockern, so dass diese Brücken, abweichend von Brücken mit festen Nietverbindungen, einer fortwährenden Aufsicht und Nachhülfe bedürfen.

3. Querverbindungen. Zu einer geeigneten Anbringung der Querträger zwischen beiden Gurten, sowie zu einer soliden Absteifung, fehlen den Howe'schen Brücken steife Verticalen, da die schwachen Hängestangen hierzu nicht wohl geeignet sind.

4. **Montirung.** Die leichte Montirung dieser Brücken ist wohl der einzige Vortheil; das Aufstellen dieser Brücken auf einem Arbeitsgerüste geht in der That leichter und schneller von Statten, als bei Brücken mit vernieteten Theilen. Nur das Verschieben continuirlicher Träger würde wohl grössere Schwierigkeiten bieten. Jedoch tritt dieser Vortheil gegen die angeführten Nachtheile sehr in den Hintergrund.

Bei den Schifkorn'schen Brücken wird durch die Anwendung kurzer Stücke der Transport des Materiales und die Aufstellung noch mehr erleichtert. Im Kriege 1866 wurden zwei Felder der Brücke über die Elbe bei Neratowitz gesprengt; fast alle Gusseisentheile waren wegen ihrer Kürze unversehrt geblieben, während die meisten Schmiedeeisentheile verbogen waren. In circa drei Wochen war die Brücke wieder in betriebsfähigen Zustand gesetzt, was allerdings bei schmiedeeisernen Trägern mit festen Vernietungen nicht möglich gewesen wäre.

Die genannten Nachtheile des Rider'schen und Howe'schen Systems sind gegenüber den genannten Vortheilen doch so gross, dass wohl beide Systeme als unzweckmässig zu betrachten sind. Am wenigsten aber sind die aus vielen kleinen Theilen zusammengesetzten und nicht genügend abgesteiften Schifkorn'schen Brücken geeignet, Vertrauen auf die Sicherheit zu erwecken.

§. 32. **Einfluss der Wärme.** Die Wärme übt in mehrfacher Beziehung einen Einfluss auf die Träger aus.

1. **Gleichmässige Temperatur-Veränderung.** Besteht der Träger aus ein und demselben Materiale und sind die Lagerpunkte frei beweglich, so ändern sich die Längen aller Theile bei einer gleichmässigen Temperatur-Aenderung in gleichem Verhältnisse, wodurch eine Aenderung der Beanspruchung nicht herbeigeführt wird. Wohl aber kann eine Aenderung in der Beanspruchung entstehen, wenn die Lagerpunkte nicht frei beweglich sind, worauf wir im IV. Abschnitte näher eingehen werden.

2. **Ungleiche Erwärmung beider Gurte.** In Folge der strahlenden Wärme der Sonne wird oft der Obergurt stärker erwärmt, als der untere. Die Folge davon ist eine schwache Durchbiegung des Trägers nach oben. Die Durchbiegung beträgt auf jeden Grad Wärmeunterschied ungefähr $0,000015$ der Spannweite, also z. B. bei 100 Meter Spannweite und 5 Grad Wärmeunterschied $7,5$ *Millimeter*. Bei einfachen Gittersystemen entsteht bei gelenkartigen Knotenverbindungen eine Erhöhung der Beanspruchung nicht. Nur bei Gurten ohne Gelenk entstehen durch die Krümmung Spannungen, die aber so klein sind, dass sie zu vernachlässigen sind. Bei einem combinirten Gittersysteme entstehen allerdings schwache Spannungen in den Gurten und Gitterstäben.

3. **Ungleiche Erwärmung der Gitterstäbe.** Die schwachen Flacheisenstäbe werden durch die strahlende Sonnenwärme viel stärker erwärmt,

als die massiveren Gurte und steifen Gitterstäbe. Bei einem einfachen Gitterwerke und gelenkartigen Knotenverbindungen würde dies eine Senkung des Trägers ohne Erhöhung der Beanspruchung zur Folge haben. Allein bei starren Verbindungen tritt eine wesentlich geringere Senkung ein und die Flacheisenstäbe biegen sich in Folge der Verlängerung seitlich aus. Dies aber ist von grossem Nachtheile; bei dem Auffahren eines Zuges erfolgt nämlich nun in Folge der starken Streckung der Stäbe plötzlich eine starke Senkung, die mit stossweisen Wirkungen verknüpft ist und die einzelnen Stäbe werden sehr ungleichmässig beansprucht, so dass auch einzelne Stäbe zu stark beansprucht werden können. Zur möglichsten Vermeidung dieses Uebelstandes empfiehlt sich 1. die Vermeidung der Anwendung von Flacheisenstäben, 2. die Verkleidung der Flacheisenstäbe mit Holz und 3. eine entsprechende Anspannung der Flacheisenstäbe bei der Montirung der Brücke.

4. Ungleiche Erwärmung beider Träger. Der der Sonne mehr ausgesetzte Träger wird sich stärker verlängern, als der andere, was in Folge der Verbindung der Träger durch die Windstreben eine Krümmung der Träger im horizontalen Sinne zur Folge hat. Dies kann in doppelter Weise von Nachtheil sein; wenn die Windverstrebung nur an einem Gurte jedes Trägers angebracht ist, so folgt der andere Gurt der Krümmung nicht, wodurch eine eigenthümliche Verwindung der Träger entsteht; bei der Belastung der Brücke entsteht ebenfalls eine eigenthümliche Torsionswirkung derselben.

Leider fehlt es bis jetzt zur genauen Bemessung der unter 2 bis 4 vorgeführten Wirkungen der ungleichen Erwärmung noch an genügenden Beobachtungen.

5. Ungleiches Material. Bei einem einfachen Gittersysteme mit gelenkartigen Knotenverbindungen entsteht eine Veränderung der Beanspruchung durch die ungleiche Ausdehnung der verschiedenen Materiale nicht, so dass z. B. die gleichzeitige Verwendung von Guss- und Schmiedeeisen recht wohl zulässig erscheint. Bei einem combinirten Systeme dagegen entstehen in Folge der ungleichmässigen Längenänderungen Spannungen. Bei einer Temperaturänderung von 30° C. betragen die Spannungsänderungen im Maximum: beim Howe'schen Systeme in Holz mit eisernen Spannstangen in den letzteren bis zu 12 Procent, in den Streben nur bis zu 2 Procent, in den Gurten noch weniger; bei dem Rider'schen Systeme mit Obergurt und Verticalen aus Holz, sowie Untergurt und Diagonalen aus Schmiedeeisen, in den Hauptdiagonalen bis zu $2\frac{1}{2}$ Procent, in den Gegendiagonalen bis zu 9 Procent, im Untergurte, namentlich aber in den Holztheilen wesentlich weniger; endlich beim Rider'schen Systeme mit Obergurt und Verticalen aus Gusseisen, Untergurt und Diagonalen aus Schmiedeeisen, in den Hauptdiagonalen bis zu $\frac{1}{2}$ Procent, in den

Gegendiagonalen bis zu 2 Procent, in den Verticalen bis zu 1 Procent, in den Gurten noch weniger. Aus der Kleinheit dieser Zahlen ist wohl zu schliessen, dass die gleichzeitige Verwendung von Holz und Eisen, namentlich aber von Guss- und Schmiedeeisen, der bei einer Temperaturänderung entstehenden Spannungen wegen nicht zu verwerfen ist.

III. Kapitel.

Gurt-Querschnitte.

1. Allgemeine Constructions-Regeln.

§. 33. Festigkeit.

1. **Zug- und Druckfestigkeit.** Die nöthige Querschnittsfläche ergibt sich bekanntlich einfach durch Division der Spannung mit dem Sicherheitscoefficienten. Für den gezogenen Gurt ergibt sich hierdurch der nutzbare Querschnitt, d. i. der Querschnitt nach Abzug der in einen Querschnitt fallenden Nietlöcher. Der wirkliche Querschnitt ist bei den gewöhnlichen Constructionsungefähr *1,1 bis 1,2 mal* so gross. Für den gedrückten Gurt ergibt sich dagegen durch die erwähnte Division der volle Querschnitt; da der Sicherheitscoefficient des Schmiedeeisens für Druck ungefähr $\frac{7}{8}$ von dem für Zug ist, so würde der nutzbare Querschnitt eines gezogenen Gurtes mit gleicher Spannung $= \frac{7}{8}$, und der volle Querschnitt desselben $= \frac{7}{8} \cdot 1,1$ bis $\frac{7}{8} \cdot 1,2$, d. i. *0,96 bis 1,05* vom Querschnitte des gedrückten Gurtes sein. Der Querschnitt des gedrückten Gurtes wird sich daher fast eben so gross ergeben, als der volle Querschnitt eines gezogenen Gurtes mit gleicher Spannung.

Man kann daher auch für den gedrückten Gurt, falls er aus Schmiedeeisen besteht, denselben Sicherheitscoefficienten, wie für den gezogenen Gurt, anwenden, muss aber alsdann auch hier die Nietlöcher abziehen.

Beide Gurte haben bei Anwendung von Netzwerk nahe gleiche Spannung, so dass sich, falls sie aus Schmiedeeisen bestehen, für beide ein fast gleich grosser Querschnitt ergibt. Bei Anwendung von Fachwerk wird der Unterschied der Spannungen von der Mitte nach den Enden hin grösser.

Für Schmiedeeisen giebt folgende Tabelle die beiläufige Grösse der grössten Querschnitte, wobei die Höhe in der Mitte für Parallelträger zu $\frac{1}{10}$, für Parabelträger zu $\frac{1}{8}$ der Spannweite und zwei Träger für 1 oder 2 Geleise angenommen sind.

Spannweite	Grösster Querschnitt					
	Einf. Parallelträger		Contin. Parallelträger		Parabelträger	
	1 gel.	2 gel.	1 gel.	2 gel.	1 gel.	2 gel.
10	70	138	60	120	54	108
20	116	232	100	200	89	178
30	172	344	146	292	130	260
40	233	466	198	396	176	352
50	304	608	256	512	227	454
60	372	744	314	628	278	556
70	455	910	380	760	336	672
80	543	1086	405	910	403	806
90	642	1284	542	1084	480	960
100	726	1542	639	1278	565	1130
110	905	1810	738	1476	653	1306
120	1005	2110	857	1714	760	1518
130	1229	2458	1002	2004	875	1750
140	1412	2824	1130	2260	987	1974
150	1672	3340	1332	2664	1177	2354

Meter Centimeter.

Die für continuirliche Träger angegebenen Zahlen gelten nur für 3 oder mehr Oeffnungen; für 2 Oeffnungen sind dieselben um ungefähr 10 Procent zu erhöhen.

2. Knickfestigkeit. Schwieriger ist es, eine einigermaßen richtige Rechnung in Betreff der Knickfestigkeit anzustellen. Für das Einknicken in verticaler Richtung lassen sich die Knotenpunkte als Fixpunkte ansehen und man kann nach der bekannten Formel

$$P = \frac{\pi^2 EW}{l^2}$$

rechnen, wenn l die Entfernung der Knotenpunkte, W das Trägheitsmoment für die horizontale Schweraxe, E den Elasticitätscoefficienten, P die Kraft, welche ein Einknicken herbeiführen kann, bezeichnet. Für das Einknicken in horizontaler Richtung ist dieselbe Formel in Anwendung zu bringen, wenn einzelne Punkte durch Querversteifungen als vollständig fixirt anzusehen sind; natürlich ist hier für W das Trägheitsmoment für die verticale Schweraxe einzuführen. Nun aber kommen viele Fälle vor, wo gar keine oder keine vollkommene Fixirung vorhanden ist; trotzdem kann die nöthige Sicherheit vorhanden sein, da die drückenden Kräfte über den ganzen Gurt vertheilt sind. In solchen Fällen wird man sich meist an die Erfahrungen halten müssen.

Es kann auch das Einknicken zunächst nur über einzelne Partien des Querschnittes eintreten, insbesondere wenn Bleche ohne Versteifung

weit hervorragen. Bei voller Beanspruchung des Querschnittes soll ein Blech höchstens etwa auf seine *15 fache* Dicke frei hervorragen.

3. Bruchfestigkeit. Sind Querträger zwischen zwei Knotenpunkten angebracht, was allerdings möglichst zu vermeiden ist, so wird der Gurt auch auf Bruchfestigkeit beansprucht. Bezeichnen wir die Spannung mit P , das grösste auf den Gurt wirkende Moment mit M , den Sicherheitscoefficienten mit K , die Querschnittsfläche mit F , das Trägheitsmoment für die horizontale Schweraxe mit W , den Abstand der gespanntesten Faser mit e , so hat die Berechnung zu erfolgen nach der Gleichung

$$K = \frac{P}{F} + \frac{M e}{W}.$$

Die genaue Bestimmung des Momentes M ist wegen der Spannung des Gurtes allerdings etwas schwierig; dieselbe wird gezeigt in des Verfassers „Lehre von der Elasticität und Festigkeit“, §. 182 bis 188.

4. Excentrische Wirkung. Wenn die verticale Ebene, in welcher die Spannungen des Gitterwerkes wirken, nicht durch die Längsschweraxe des Gurtes geht, so dass also die auf den Gurt wirkenden Kräfte einen excentrischen Angriff haben, so hat der Gurt das Bestreben, sich in horizontaler Richtung zu biegen. Sind die beiden entsprechenden Gurte beider Träger einer eingleisigen Brücke durch Traversen mit einander verbunden, so wird die Biegung allerdings durch die Traversen verhindert, falls diese genügenden Widerstand leisten. Bei einer zweigleisigen Brücke mit nur zwei Trägern wird die Biegung indess nicht vollständig verhindert, weil die an beiden Gurten sich auf die Traversen übertragenden Kräfte bei Belastung nur eines Geleises nicht gleich gross sind. Bei Brücken ohne Verbindung der Gurte in beiden Trägern, und bei zweigleisigen Brücken mit zwei Trägern auch im Falle einer Verbindung der Gurte, ist daher eine excentrische Lage der Gurte gegen das Gitterwerk zu vermeiden.

§. 34. Construction. In Hinsicht auf die Construction sind folgende allgemeine Regeln zu beobachten:

1. Anwendung sehr starker Stücke ist unzweckmässig, da Fehler schwieriger zu entdecken sind. Schmiedeeiserne Gurte setzt man meist aus Blechlamellen von *8 bis 15*, höchstens *20 Millimeter* Dicke und aus Winkeleisen zusammen; in neuerer Zeit sind neben den Winkeleisen auch andere Formeisen zur Anwendung gekommen.

2. Der Querschnitt muss bei Trägern mit variabler Gurtspannung leicht eine Veränderlichkeit der Querschnittsfläche zulassen. Dies bedingt theils eine bestimmte Zusammensetzung des Gurtes, theils die Anwendung möglichst vieler und dünner Theile; so dass man durch eine veränderliche Anzahl der Theile jeden Querschnitt erzeugen kann.

3. Zu viel Theile übereinander zu nieten ist unzweckmässig, da sich hierdurch zu lange Niete ergeben. Bei der Besprechung der Vernietungen wurde bereits gesagt, dass man mit der Länge der Niete nicht gern über die *2,5 fache* Dicke, in besonderen Fällen höchstens bis zur *4 fachen* Dicke des Nietes geht. Da die Nietdicke höchstens 26^{mm} beträgt, so würde die Länge nur bis zu 65^{mm} , ausnahmsweise bis zu 100^{mm} gehen dürfen.

4. Die Zusammensetzung des Gurtes muss möglichst einfach sein, d. h. so, dass sie sich möglichst leicht herstellen lässt.

5. Die Vernietungen müssen sich nach vollendeter Aufstellung untersuchen und nöthigenfalls erneuern lassen.

6. Die Bildung von Wassersäcken ist möglichst zu vermeiden, d. h. von Räumen, in denen sich das Wasser aufhalten kann, da hierdurch die Zerstörung des Eisens befördert wird. Man hat zwar die Räume mit verschiedenen Massen, besonders Asphalt, ausgegossen; jedoch bilden sich in diesen Massen dennoch leicht Risse und dann sind sie vielleicht mehr schädlich, weil sie das Austrocknen hindern. Wo solche Räume nicht zu vermeiden sind, muss man durch Löcher für einen Abzug des Wassers sorgen. Grosse Räume sind weniger schädlich, als enge, da das Wasser leichter verdunsten kann.

7. Die Gurte müssen sich möglichst leicht und solid mit dem Gitterwerke und den Querconstructionen verbinden lassen.

Indem wir nun zur speciellen Besprechung der angewendeten Gurtformen übergehen, unterscheiden wir schmiedeeiserne, gusseiserne und gemischteiserne Gurte; bei den ersteren wiederum solche, welche nur auf Zug und solche, welche sowohl auf Zug, als auf Druck beansprucht werden können, und endlich solche, welche nur für Druck angewendet zu werden pflegen.

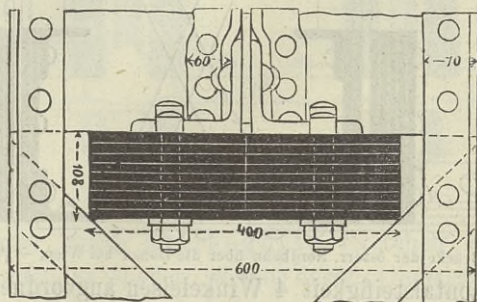
2. Schmiedeeiserne Gurte.

a) Zug-Gurte.

§. 35. Der Bandgurt.

Wir verstehen unter einem Bandgurte einen aus horizontal übereinander gelegten Lamellen bestehenden Gurt (Fig. 56). Diese Bandgurte sind, so viel uns bekannt, nur bei den Paulischen Brücken in Anwendung gekommen. Hier sind, 2 bis 9 Flacheisen von 10^{mm} bis 12^{mm} Dicke und 160^{mm} bis 200^{mm}

Fig. 56.



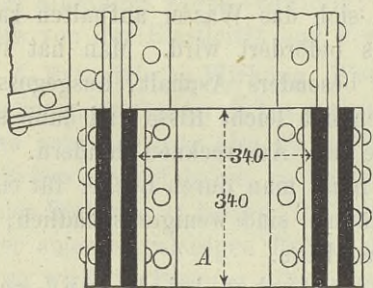
Rheinbrücke bei Mainz, — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Breite übereinander gelegt; früher, wo breite Flacheisen noch nicht gewalzt wurden, legte man je zwei solcher Complexe stumpf nebeneinander (Fig. 56); nur an den Knotenpunkten wurden sie verbunden. Die Lamellen sind durch etwas konisch abgedrehte Schraubenbolzen von circa 12^{mm} Dicke in Abständen von 15^{mm} mit einander verbunden; die Stösse wechseln regelmässig ab.

Für Parallelträger sind diese Gurte weniger geeignet, da sich das hier viel stärker beanspruchte Gitterwerk schwieriger mit den Gurten verbinden lassen würde.

§ 36. Der Streifengurt. Unter einem Streifengurt verstehen wir einen aus verticalen Lamellen zusammengesetzten Gurt. Diese Gurte

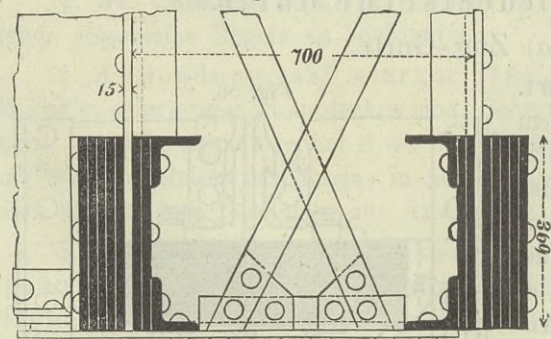
Fig. 57.

Lahnbrücke bei Lahnstein (kleine Oeffnung). — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

Paaren von Flacheisen, deren Dicke in den einzelnen Feldern von den Enden nach der Mitte hin gerechnet 7, 13, 20, 23, 26 mm und deren Breite 340 mm beträgt. An jedem Knotenpunkte ist eine Verbindung durch drei Laschenbleche vorgenommen. Bei anderen Brücken findet man aber auch die Kuppelung zwischen den Knotenpunkten.

Wir finden auch diese Gurtform bei einigen österreichischen, von Herrmann construirten Brücken; die grösste derselben ist die Brücke der Ferdinands - Nordbahn über die Donau bei Wien

Fig. 58.

Brücke der österr. Nordbahn über die Donau bei Wien, — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

über die Donau bei Wien (Fig. 58). Hier sind in jedem Gurt 4 bis 14 Lamellen von 369 mm Höhe, 11 bis 18 mm Dicke angeordnet, von denen stets 4 innerhalb, 0 bis 10 ausserhalb der zur Anbringung des Gitterwerkes dienenden Knotenbleche liegen. Innen sind ausserdem noch zur Erzielung einiger Horizontalsteifigkeit 4 Winkeleisen angeordnet. Die nutzbare Querschnittsfläche beträgt hierbei 280 bis 790 \square Centimeter.

sind in mannigfachen Formen und häufiger zur Anwendung gekommen, als die Bandgurte. Für Parallelträger sind sie geeigneter, da sie eine bequemere Verbindung mit dem Gitterwerke gestatten.

Fig. 57 zeigt den Querschnitt des Untergurtes der zwei kleinen Oeffnungen der Lahnbrücke bei Lahnstein. Der Gurt besteht aus zwei

Paaren von Flacheisen, deren Dicke in den einzelnen Feldern von den Enden nach der Mitte hin gerechnet 7, 13, 20, 23, 26 mm und deren Breite 340 mm beträgt. An jedem Knotenpunkte ist eine Verbindung durch drei Laschenbleche vorgenommen. Bei anderen Brücken findet man aber auch die Kuppelung zwischen den Knotenpunkten.

Wir finden auch diese Gurtform bei einigen österreichischen, von Herrmann construirten Brücken; die grösste derselben ist die Brücke der Ferdinands - Nordbahn über die Donau bei Wien (Fig. 58). Hier sind in jedem Gurt 4 bis 14 Lamellen von 369 mm Höhe, 11 bis 18 mm Dicke angeordnet, von denen stets 4 innerhalb, 0 bis 10 ausserhalb der zur Anbringung des Gitterwerkes dienenden Knotenbleche liegen. Innen sind ausserdem noch zur Erzielung einiger Horizontalsteifigkeit 4 Winkeleisen angeordnet. Die nutzbare Querschnittsfläche beträgt hierbei 280 bis 790 \square Centimeter.

Beim Crumlinviaducte besteht der Untergurt (Fig. 59) aus je 2 neben einander und je 2 über einander liegenden Flacheisen von je 16 bis 27^{mm} Dicke und 152^{mm} Höhe mit einem Verticalabstände von 102^{mm}, welcher in den mittleren Theilen des Trägers auch noch durch Flacheisen ausgefüllt ist. Die Verbindung erfolgte an allen Knotenpunkten durch Laschenbleche. — Jeder Untergurt der Jumna-Brücke bei Allahabad in Indien besteht ebenfalls aus 4 Strängen, von denen je 2 neben einander und je 2 über einander liegen; jeder Strang aber besteht aus 1 bis 6 Lamellen von 26^{mm} Dicke und 184^{mm} Höhe; die Lamellen je 2 auf einander folgender Gitterfelder greifen, wie bei der Kette der Kettenbrücken, in einander, so dass die Stossplatten erspart werden. Die grösste nutzbare Querschnittsfläche beträgt hier 550 □ Centimeter.

Hierher gehören auch die Untergurte der Schifkorn'schen Brücken (Fig. 60); jeder Träger besteht aus 2 bis 4 Wänden und für jede Wand besteht der Untergurt aus 2 hochkantigen Flachschieben von 19 bis 40^{mm} Breite und 80 bis 160^{mm} Höhe. Oft liegt zwischen je 2 Wänden noch eine Flachschiene. Die Länge einzelner durch Kuppelungsplatten verbundener Flachschieben beträgt bis zu 11 Meter.

Endlich gehören hierher auch die Untergurte der Neville'schen Brücken (Fig. 114), da die zwischenliegenden Gussstücke keine Spannung aufnehmen, also als blosser Ballast fungiren.

Einfache Streifengurte finden sich bei folgenden Brücken: Lahnbrücke bei Lahnstein (Fig. 57). — Viaduct der Carl Ludwig-Bahn bei Lemberg. — Ebrobrücke bei Cadrieta in Spanien. — Beelah-Viaduct in Westmooreland. — Donaubrücke der österr. Nordbahn bei Wien. (Fig. 58.) — Doppelte Streifengurte haben: Crumlin-Viaduct in South-Wales. (Fig. 59.) — Jumna-Brücke in Allahabad. — Brahebrücke bei Czersk.

Fig. 59.

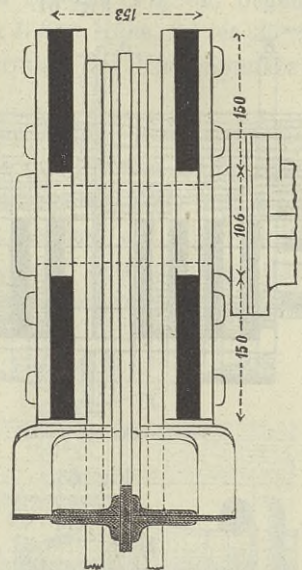
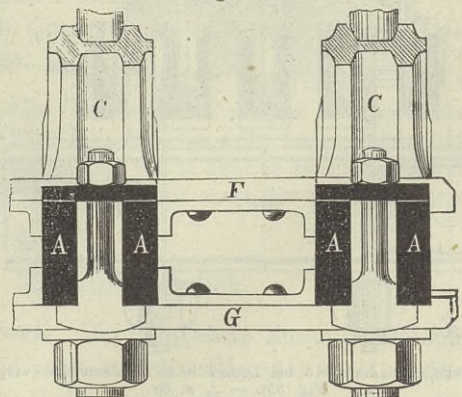
Crumlin-Viaduct. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

Fig. 60.

Schifkorn's System. — cr. $\frac{1}{4}$ n. Gr.

§. 37. **Kettengurte.** Unter einem Kettengurte verstehen wir einen aus einzelnen in einander greifenden Gliedern, welche durch cylindrische Bolzen gelenkartig mit einander verbunden sind, bestehenden Gurt. Die

Glieder sind meist hochkantige Flacheisen, wie bei den meisten Kettenbrücken (Fig. 61 und 62). Mittels der Gelenkbolzen gestatten sie eine leichte Verbindung mit dem Gitterwerke. Die Veränderlichkeit des Quer-

Fig. 61.

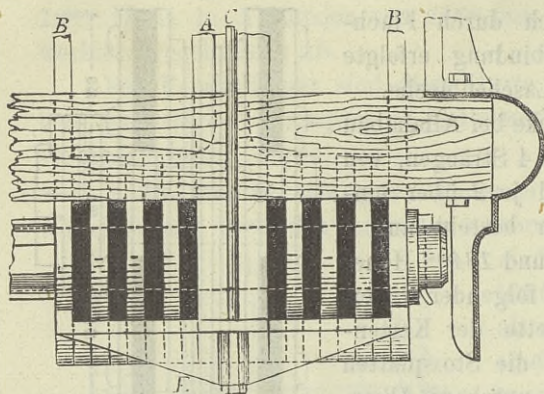
Trentbrücke bei Newark. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Fig. 62.

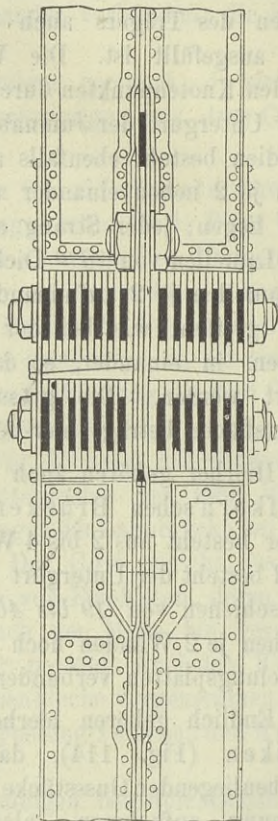
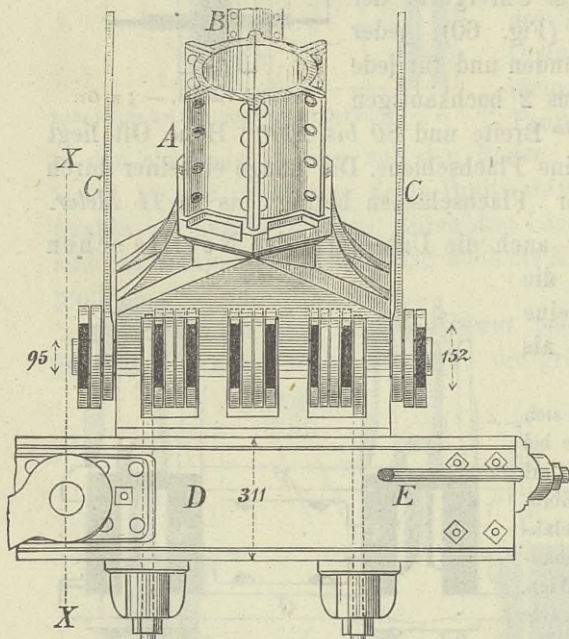


Fig. 63.

Brücke über den Ohio bei Louisville in Nordamerika (vergl. Fig. 35). — $\frac{1}{20}$ n. Gr.

Tamarbrücke bei Saltash. — $\frac{1}{30}$ n. Gr.
schnittes wird meist durch eine variable Anzahl der Glieder erzeugt, zuweilen auch durch eine verschiedene Höhe und Dicke derselben, auch wohl gleichzeitig durch eine variable Anzahl und durch variable Dimensionen.

Wir finden diese Gurtform ungemein häufig angewendet, insbesondere bei englischen Brücken nach dem Warrensysteme und für Parabelbrücken und fast ausschliesslich bei amerikanischen Brücken nach den Systemen von Murphy-Whipple, Linville, Post, Pettit und Fink.

Bei der Trentbrücke bei Newark (Fig. 61) besteht jeder Untergurt aus zwei Ketten von 2 bis 7 Gliedern von 228^{mm} Höhe, 22^{mm} Dicke und 3,7^m Länge (von Knoten- zu Knotenmitte).

Bei den Fischträgern der Tamarbrücke bei Saltash (Fig. 62) liegen im Untergurte zwei aus 14 oder 15 Gliedern von 178^{mm} Höhe, 24 bis 25^{mm} Dicke und 6,1ⁿ Länge (gleich der halben Entfernung der Knotenpunkte) bestehende Ketten über einander.

Den stärksten Kettengurt hat die Fink'sche Brücke über den Ohio bei Louisville in Nordamerika. Die Doppelträger der grossen Oeffnungen haben 2 unmittelbar neben einanderliegende Untergurte, jeder mit 4 bis 8 Gliedern von 152^{mm} Höhe, 19 bis 32^{mm} Dicke, so dass der Querschnitt des ganzen Doppelgurtes 230 bis 780 \square Centimeter beträgt (Fig. 63). Jeder Gurt ist wieder in 3 bis 5 Theile zerlegt, zwischen welchen die Verbindungstheile des Gitterwerkes liegen.

Eine besondere Form zeigt der Untergurt der in Amerika angewendeten Whipple'schen Bogensehenträger (Fig. 64); derselbe besteht aus zwei Ketten aus Rundeisen mit schlingenartigen Gliedern, welche sich um Gusseisenstücke, die zur Anbringung des Gitterwerkes dienen, legen. Da diese Glieder geschweisst werden müssen und besonders an den scharf gekrümmten Enden zu stark beansprucht werden, so erscheint diese Construction nicht zweckmässig.

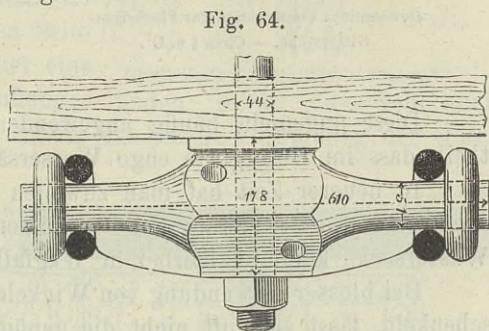


Fig. 64.

Strassenbrücke über den Erie-Canal in Buffalo (Amerika).
1/10 n. Gr.

Ähnliche Anordnungen mit Quadrasteisen und verstärkten Augen findet man bei den Linville'schen Brücken.

Ähnlich dem in Fig. 61 dargestellten Gurte ist der Untergurt des Taptee-Viaductes in Indien; jede Kette besteht aus 2 bis 3 Gliedern von 4,57^m Länge, 159^{mm} Höhe und 11 bis 16^{mm} Dicke, die aber (ausser am Ende) von je zwei zu zwei Knotenpunkten reichen, so dass jedes Glied auch in seiner Mitte mit einem 64^{mm} zweiten Bolzenloche durchbrochen ist.

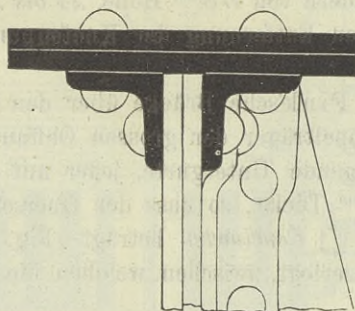
b) Gurte für Zug und Druck.

§. 38. **Der T-förmige Gurt.** Die einfachste Zusammensetzung eines steifen Gurtes entsteht, wenn man mehrere Blechlamellen über einander nietet und mit denselben, theils zur Versteifung, theils zur Befestigung des Gitterwerkes, Winkeleisen verbindet.

Für das früher in Aufnahme gewesene engmaschige System ordnete man zwei gleichschenklige Winkeleisen von höchstens 90 bis 100^{mm} Breite an, zwischen denen die Flacheisen, je durch einen Niet, befestigt wurden (Fig. 65).

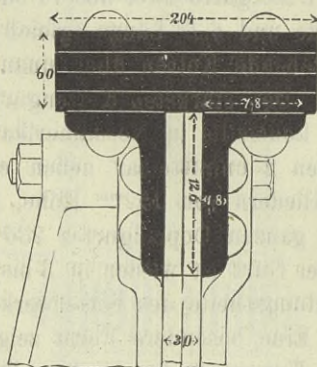
Da sich ein Niet meist als zu wenig herausstellte, hat man später ungleichschenklige Winkeleisen mit breiteren Verticalschenkeln angewendet, um jeden Gitterstab durch mehrere Nieten befestigen zu können (Fig. 66).

Fig. 65.



Gewöhnliche Construction für Flacheisen-Gitterstäbe. — Circa $\frac{1}{8}$ n. Gr.

Fig. 66.

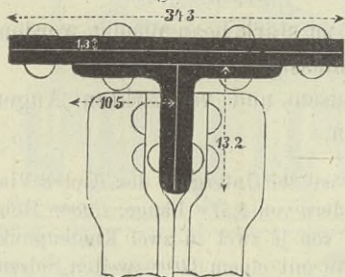


Schweizerische Centralbahn. -- $\frac{1}{8}$ n. Gr.

Diese ungemein häufig angewendete Construction hatte den Nachtheil, dass im Untergurte enge Wassersäcke entstanden.

In neuerer Zeit hat man zuweilen beide Winkeleisen zusammengedrückt und die Gitterstäbe auf der äusseren Seite befestigt (Fig. 67). Die Wassersäcke kommen hierbei in Wegfall.

Fig. 67.



Wienbrücke bei Wien (Elisabethbahn).
 $\frac{1}{8}$ n. Gr.

Bei blosser Anwendung von Winkeleisen, selbst mit breiten Verticalschenkeln, lässt sich oft nicht die genügende Anzahl von Nieten für die Befestigung der Gitterstäbe unterbringen. Daher ist es jetzt sehr gebräuchlich, zwischen beiden Winkeleisen (meist gleichschenkligen Winkeleisen von 70 bis 100^{mm} Breite) ein verticales Blech, ein sogen. Stehblech, zu befestigen und an dieses die Gitterstäbe zu befestigen (Fig. 68).

Bei sehr breitem Stehbleche (wie z. B. in Fig. 69) ist es zweckmässig, Winkeleisen mit breitem, zweireihigem Verticalschenkel (130 bis 160^{mm} breit) anzuwenden, um einem Lockerwerden des Stehbleches durch die kleinen Bewegungen des Gitterwerkes mehr vorzubeugen, wonach die in Fig. 69 gezeichnete Construction als nicht ganz zweckmässig erscheint.

Eine sehr grosse Breite der Lamellen verleiht zwar dem Gurte eine sehr grosse Steifigkeit gegen seitliche Ausbiegungen; allein es ist alsdann ein Einknicken der Lamellen im gedrückten Gurte zu befürchten und in Folge von Erschütterungen, welche auch kleine Drehungen der Gurte um eine Längsaxe bewirken, treten durch das hier in Frage

kommende grosse Trägheitsmoment leicht Lockerungen in den Verbindungen der Lamellen mit den Winkeleisen ein. Bei sehr breiten Lamellen ist es deshalb rathsam, den Winkeleisen statt der meist einreihigen horizontalen Schenkel (von 70 bis 100^{mm} Breite) lieber zweireihige horizontale Schenkel (von 120 bis 160^{mm} Breite) zu geben. Zu breite Lamellen sind indess ganz zu vermeiden. Bei genügender Unterstützung durch steife Verticalen (Fig. 69) oder bei einer consolenartigen Verbindung der Lamellen mit den Stehblechen kann man hierin allerdings etwas weiter gehen.

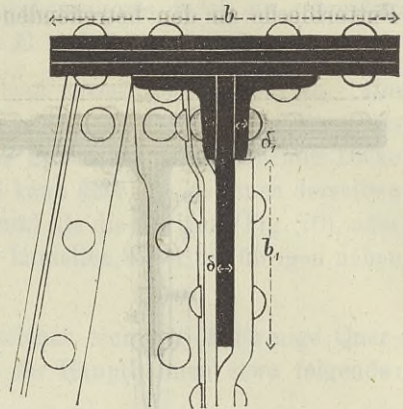
In einzelnen Fällen hat man die Lamellen nur nach der inneren Seite der Brücke verbreitert, falls sie hier eine Unterstützung durch Querverbindungen finden; es ist dies wohl auch speciell aus dem Grunde geschehen, um eine bessere Verbindung der Querverbindungen mit den Gurten zu erhalten. In diesem Falle ist das in §. 33 Gesagte zu beachten.

Damit das Stehblech den von den gedrückten Stäben aufzunehmenden Drücken widerstehen könne, da ferner das Stehblech durch einseitig befestigte Gitterstäbe auf Biegung beansprucht wird und damit eventuell die Absteifung der Gurte durch Verbindung des Stehbleches mit den Querträgern (Fig. 68, 71, 73) eine genügende ist, so ist es zweckmässig, etwas starke Stehbleche anzuwenden.

Statt dessen hat man zuweilen zwei dünnere Stehbleche über einander genietet (Fig. 70).

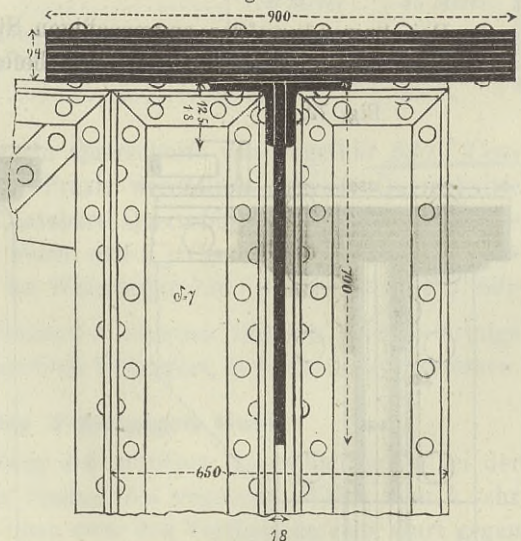
Sollte sich das Stehblech zur Unterbringung aller Niete zu breit ergeben, so kann man die Gitterstäbe gleichzeitig mit an dem Winkeleisen befestigen, wozu eine Verkröpfung nöthig ist, die man indessen gerne zu vermeiden sucht. Es wird dies möglich, wenn man auf beiden Seiten des Stehbleches noch Lamellen *a* (Fig. 71) von der Dicke der Winkel-

Fig. 68.

Gewöhnliche Construction. — cr. $\frac{1}{4}$ n. Gr.

finden; es ist dies wohl auch speciell aus dem Grunde geschehen, um eine bessere Verbindung der Querverbindungen mit den Gurten zu erhalten.

Fig. 69.

Donaubrücke bei Stadlau. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

eisen aufnietet. An den Stellen des Trägers, wo die Gurte nur sehr schwach zu sein brauchen, könnte man zur Vermeidung von Materialverschwendung statt der durchgehenden Lamellen kurze Blechstücke als sogenannte Futterbleche an den betreffenden Stellen unterlegen.

Fig. 70.

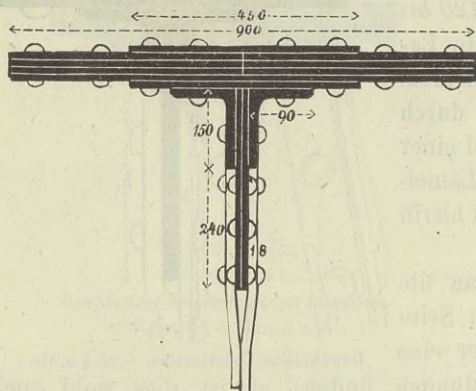
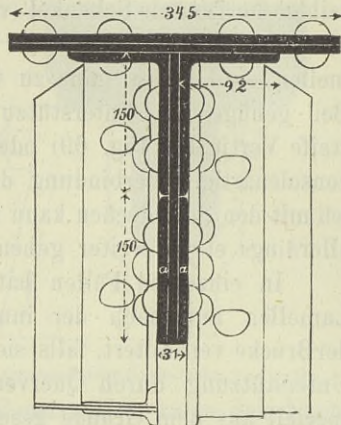
Rheinbrücke bei Waldshut. — $\frac{1}{16}$ n. Gr.

Fig. 71.

Brücken der österr. Kronprinz Rudolf-Bahn
 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Bei Anwendung des engmaschigen Systemes hat man zuweilen die Gitterstäbe zwischen zwei Stehblechen befestigt (Fig. 72), jedenfalls dess-

Fig. 72.

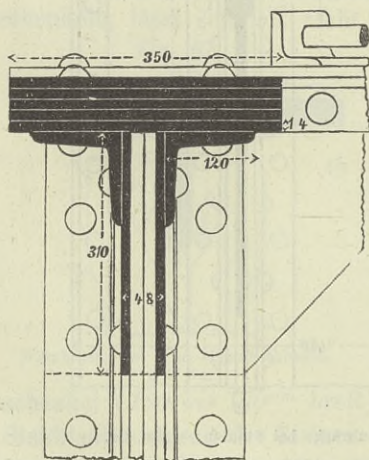
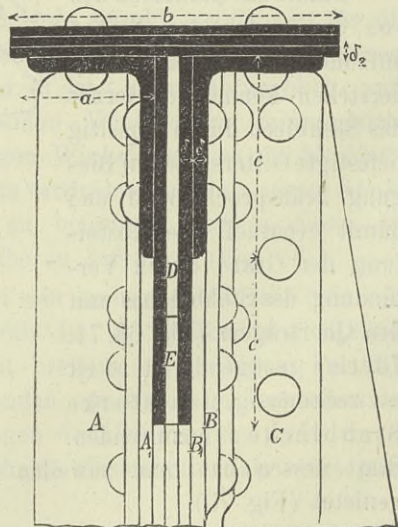
Rheinbrücke bei Kehl. — $\frac{1}{16}$ n. Gr.

Fig. 73.

Normalien der österr. Südbahn. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

halb, weil bei der Befestigung auf der Aussenseite entweder ein Verkröpfen der Gitterstäbe (Fig. 70) oder eine Zwischenlage zwischen den sich kreuzenden Stäben nöthig würde. Jedoch ist diese Anordnung der Wassersäcke wegen weniger zweckmässig.

Eine gleiche Anordnung zeigen die Normalien der Südbahn (Fig. 73), jedoch in anderer Absicht, auf die wir bei der Besprechung der Verbindungen mit den Gitterstäben zurückkommen. Das Ansammeln von Wasser ist hier indess durch Schliessung des Zwischenraumes durch ein schmales, von Knoten zu Knoten gehendes Blech *E* verhütet.

Die Breite der Lamellen nimmt man meist gleich gross an. Die oberste Lamelle muss hierbei ein $1\frac{1}{2}$ mal so grosses Volumen erhalten, als wenn man derselben eine variable, der Spannung entsprechende Dicke geben könnte (vergl. Fig. 3 und 12). Man kann aber das Volumen derselben reduciren, wenn man sie schmaler annimmt als die übrigen (Fig. 70), oder wenn man statt derselben zwei schmale Lamellen unter die übrigen neben den Winkeleisen anordnet.

Die grösste Spannweite, bis zu welcher sich der **T**-förmige Querschnitt mit Vortheil verwenden lässt, ist für Hauptbahnen etwa folgende:

S y s t e m	2 Träger für 1 Geleis	2 Träger für 2 Geleise
Einfache Parallelträger.....	78 Meter	45 Meter
Continuirliche Träger mit 2 Oeffnungen.....	86 "	48 "
Continuirliche Träger mit mehr als 2 Oeffnungen.....	89 "	52 "
Parabelträger	96 "	57 "

Diesen Spannweiten entspricht ein Querschnitt von ungefähr $530 \square$ Centimeter. Indess kommen in der Praxis wesentlich grössere Querschnitte vor; so z. B. ist der grösste nutzbare Querschnitt bei der Donaubrücke der österr. Nordwestbahn bei Wien $614 \square$ Centimeter, bei der Donaubrücke der österr. Staatsbahn bei Wien sogar $936 \square$ Centimeter (Fig. 69).

Bei den meisten der bestehenden eisernen Brücken sind **T**-förmige Gurte, sowohl als Obergurt als auch als Untergurt, in Anwendung gekommen.

§. 39. Dimensionen der **T**-förmigen Gurte.

a) **Lamellen.** Zur Erzielung des nöthigen Querschnittes ist bei der Breite *b* und der Dicke *d* das Product *b d* gegeben. Wählt man *b* sehr gross, *d* sehr klein, so erhält man zwar den Vortheil, dass der Gurt gegen seitliche Ausbiegungen sehr steif wird, allein es ist dann ein Einknicken im gedrückten Gurte zu befürchten. Wählt man *b* sehr klein, also *d* sehr gross, so entsteht der Vortheil, dass man durch die grössere Anzahl von Lamellen eine grössere Veränderlichkeit des Querschnittes erhält, allein der Nachtheil, welcher überhaupt mit langen Nietten verbunden ist. Man muss daher die rechte Mitte zu halten suchen. Passende Dimensionen erhält man, wenn man sich beiläufig an folgende Regeln hält, wobei *l* die Spannweite in Metern bezeichnet:

2 Träger für 1 Geleis: $b = 150 + 4 l$ Millimeter.

2 Träger für 2 Geleise: $b = 150 + 8 l$ Millimeter.

Ist die Breite neben dem Winkeleisen grösser, als etwa 65 *Millimeter*, so ordnet man für die Lamellen vier Nietreihen an (Fig. 67, 68 etc.).

b) **Stehblech.** Die Breite des Stehbleches ist durch die Anzahl der für die Befestigung der Gitterstäbe unterzubringenden Nieten bedingt; zuweilen wohl auch durch die Höhe der Querträger.

Im gedrückten Gurt soll man die Breite jedenfalls nicht grösser nehmen als die 15 fache Dicke, während man im gezogenen eine grössere Breite annehmen kann, wenn es aus anderen Gründen wünschenswerth erscheint.

Das Stehblech wird auf Schubfestigkeit beansprucht; jedoch ergibt die Berechnung hierauf für die praktische Anwendung zu geringe Dicken.

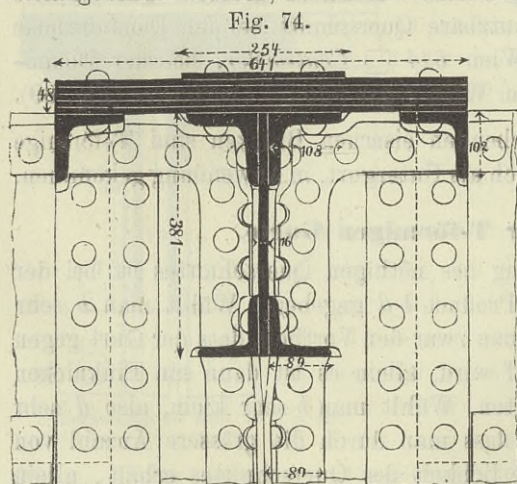
c) **Winkeleisen.** Die Dicke δ_1 der Winkeleisen wählt man ungefähr folgendermassen:

2 Träger für 1 Geleis: $\delta_1 = 10 + 0,06 l$ Millimeter.

2 Träger für 2 Geleise: $\delta_1 = 10 + 0,08 l$ Millimeter.

Die Breite der Schenkel ist alsdann nach den im I. Abschnitte für die Winkeleisen gegebenen Regeln mit Rücksicht auf das im vorigen §. Gesagte zu bestimmen.

§. 40. Verstärkte T-förmige Gurte. Wenn die Lamellen sehr breit gewählt werden, so ist es zweckmässig, sie sowohl im gedrückten, als im gezogenen Gurte am Rande durch aufgenietete Winkeleisen zu verstärken (Fig. 74, vergl. Fig. 88). Im Untergurte werden die Winkeleisen am besten unterhalb angenietet, um keine Wassersäcke zu bilden. Bei der Blechbrücke über die Garonne (Fig. 75) ist man hierin noch viel weiter gegangen, indem man an jedem Rande zwei Winkeleisen mit zwischenliegendem Verticalbleche angenietet hat.



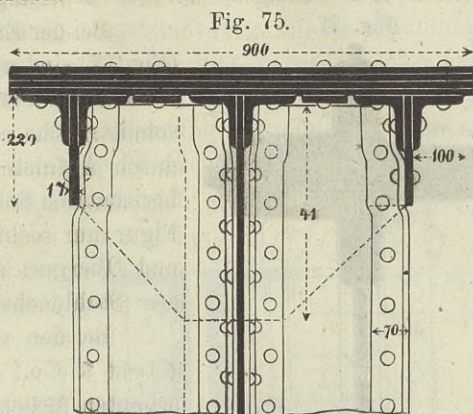
Weserbrücke in Bremen (Obergurt). — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Ebenso ist es zweckmässig, bei Anwendung übermässig breiter Stehbleche im gedrückten Gurte eine Einfassung des Randes durch Flacheisen oder Winkeleisen vorzunehmen (Fig. 74). Diese geschieht wohl auch dann, wenn die Gurte durch die

Querträger, welche zwischen den Knotenpunkten angebracht sind, auf Bruchfestigkeit beansprucht werden.

Man kann bei dieser Construction mit der Breite der Lamellen und Stehbleche etwas weiter gehen, als in §. 39 bezeichnet wurde.

Bei Hinzufügung von vier Winkeleisen kann man mit der Spannweite bei 2 Trägern für 1 Geleis um etwa 13 Meter, bei 2 Trägern für 2 Geleise um etwa 10 Meter weiter gehen, als in §. 39 angegeben wurde, was einem Querschnitte von ungefähr 650 \square Centimeter entsprechen würde.

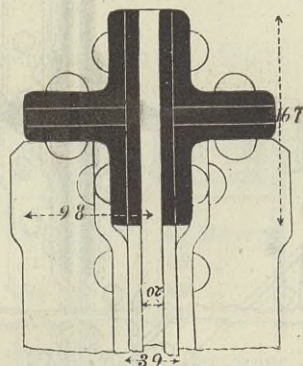


Garonnebrücke bei Langon (Blechbrücke). — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

§. 41. Kreuzförmiger Querschnitt. Der kreuzförmige Querschnitt wird durch vier Winkeleisen mit zwischenliegenden horizontalen und verticalen Lamellen gebildet (Fig. 76 bis 78). Er bietet die Möglichkeit, eine noch grössere Querschnittsfläche und Steifigkeit zu erzeugen, als beim T-förmigen Querschnitte möglich ist. Werden die Gitterstäbe nicht am Stehbleche (Fig. 77) befestigt, so bietet er auch das Mittel, eine grössere Anzahl von Nieten für die Befestigung unterbringen zu können.

Diese Querschnittsform bietet auch die Möglichkeit einer ziemlichen Veränderung des Querschnittes, wenn man die Breite und Dicke der horizontalen und verticalen Lamellen, sowie ihre Anzahl und die Dimensionen der Winkeleisen ändert, an den schwächsten Querschnitten die eine dieser beiden Lamellenlagen ganz weglässt und auch wohl statt vier Winkeleisen nur zwei anwendet und an den stärksten Querschnitten noch Flach-eisen auf die Lamellen nietet. Allerdings sind bei einer veränderlichen Dicke oder Anzahl der Lamellen die Stösse nicht so einfach durchzuführen, wie beim T-förmigen Querschnitte, weil hier Verkröpfungen nöthig werden.

Fig. 76.

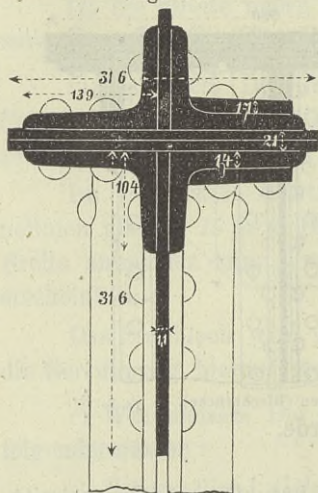


Brücke über den alten Rhein bei Griethausen (kleine Oeffnung). — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Bei der Brücke über den alten Rhein bei Griethausen (Fig. 76) sind drei Querschnittsflächen von 57, 75 und 95 \square Centimeter nutzbarer Querschnittsfläche erzielt, nämlich: 1. mit nur vier Winkeleisen mit zwischengelegten Blechstücken, 2. durch Hinzufügung von zwei horizontalen La-

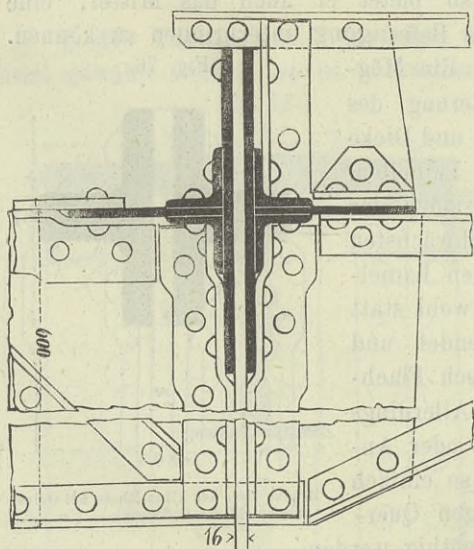
mellen, 3. durch Hinzufügung von zwei horizontalen und zwei verticalen Lamellen. Der Untergurt ist hier **T**-förmig.

Fig. 77.

Eipelbrücke in Ungarn. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

ist, beträgt die Breite der verticalen Lamellen 400 und 480^{mm}, ihre Dicke 10, 12, 16^{mm}, die Gesamtbreite der horizontalen Lamellen 0, 320 und 560^{mm}, ihre Dicke 16^{mm}, die Breite der Winkeleisen 80 und 90^{mm}, ihre Dicke

Fig. 78.

Brücke über den Lech bei Kaufering (Bairische Staatsbahn). — $\frac{1}{107}$ n. Gr.

Bei der Eipel- und Granbrücke in Ungarn (Fig. 77) sind nur zwei Querschnittsflächen von etwa 210 u. 281 \square Centimeter nutzbarer Querschnittsfläche angewendet; die grösseren sind durch Aufnieten von vier Lamellen auf die horizontalen Schenkel der Winkeleisen (in der Figur nur rechts angegeben) erhalten. Unter- und Obergurt sind, mit Ausnahme der Höhe des Stehbleches, gleich gebildet.

Bei den von der Brückenbauanstalt von Klett & Co., unter der Direction Gerber's erbauten Brücken ist diese Querschnittsform fast regelmässig angewendet und zwar in der in Fig. 78 dargestellten Weise. Bei der Eisenbahnbrücke bei Kaufering mit 57^m Spannweite, welcher diese Figur entnommen

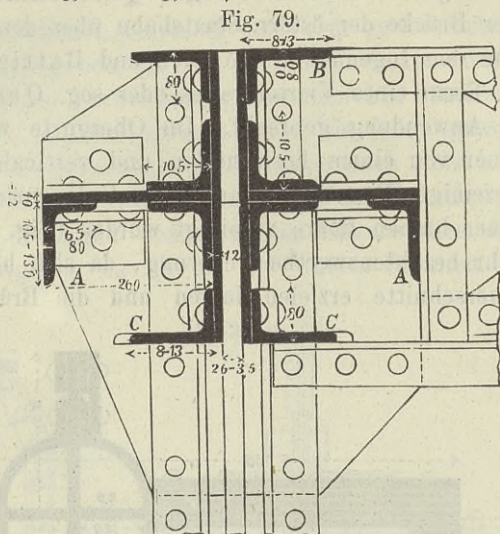
12^{mm}; ausserdem sind bei den stärkeren Querschnitten auf die horizontalen Lamellen noch 2 Flacheisen von 80 und 100^{mm} Breite, 12^{mm} Dicke, ebenso auf die verticalen Lamellen noch 4 Flacheisen von 80 und 100^{mm} Breite, 12^{mm} Dicke aufgenietet. Hierdurch sind in jedem Gurte 6 oder 7 verschiedene Querschnittsflächen von 100 bis 350 \square Centimeter erzielt. — Bei der Eisenbahnbrücke über die Donau bei Gross-Prüfening mit 80^m Spannweite sind in jedem Gurte 10 verschiedene nutzbare Querschnittsflächen von 84 bis 454 \square Centimeter erzielt. — Die

beiden, durch die zur Befestigung der Gitterstäbe dienenden Knotenbleche getrennten Theile sind zwischen je 2 Knotenpunkten noch einmal durch dazwischen genietete Flacheisenstücke verbunden; letztere liegen in der Regel schief, um nicht alle Nieten in einen Querschnitt zu bringen.

Durch eine Säumung der horizontalen und verticalen Lamellen durch Winkeleisen lässt sich ein bedeutend grösserer Querschnitt ermöglichen. So ist bei der Donaubrücke bei Ingolstadt (Fig. 79) eine Säumung durch sechs Winkeleisen vorgenommen. Man hat hier sieben verschiedene Querschnittsflächen erzielt und zwar durch Weglassung oder Anordnung der sechs säumenden Winkeleisen, durch Anwendung 10^{mm} und 12^{mm} dicker Lamellen und durch Anwendung von sechs Winkeleisen-Calibern, nämlich

$$\frac{65 \cdot 105}{8}, \frac{80 \cdot 80}{9}, \frac{65 \cdot 105}{10}, \frac{105 \cdot 105}{10}, \frac{80 \cdot 130}{10}, \text{ und } \frac{80 \cdot 130}{12}$$

Beim Untergurte fehlen die säumenden Winkeleisen durchwegs und am Ende der Gurte auch die unteren Mittelwinkeleisen. Durch verschiedene Dicken der Lamellen, durch theilweises Weglassen der horizontalen Lamellen und Anordnung von vier verticalen schmalen Lamellen (anstatt der oberen und unteren säumenden Winkeleisen) hat man acht verschiedene nutzbare Querschnittsflächen von 98 bis 350 \square Centimeter gebildet. Ganz ähnlich sind die Gurte der Isarbrücke in der bairischen Staatsbahn bei München.



Donaubrücke bei Ingolstadt. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Die grössten Spannweiten kann man für einfache kreuzförmige Querschnitte und für Hauptbahnen etwa folgendermassen annehmen:

S y s t e m	2 Träger für 1 Geleis	2 Träger für 2 Geleise
Einfache Parallelträger	101 Meter	60 Meter
Continuirliche Träger mit 2 Oeffnungen	104 "	63 "
Continuirliche Träger mit mehr als 2 Oeffnungen	110 "	69 "
Parabelträger	119 "	76 "

Dies entspricht einem Querschnitte von etwa 745 \square Centimeter. Bei einer Einfassung durch Winkeleisen kann man für 2 Träger für 1 Geleis um etwa 9 Meter, bei 2 Trägern für 2 Geleise um etwa 6 Meter weiter gehen, was einem Querschnitte von etwa 850 \square Centimeter entspricht.

Beispiele: Brücke über den alten Rhein bei Griethausen (Fig. 76) mit 20,1^m Spannweite. — Flackenseebrücke bei Erkner mit 25,7^m Spannweite. — Brücke über die Wiese im Grossherzogthum Baden mit 43^m Spannweite. — Eipel- und Granbrücke in Ungarn (Fig. 77) mit 43,2 bis 56,9 Spannweite. — Kinzigbrücke bei Offenburg mit

63^m Spannweite. — Mehrere kleinere Brücken mit Schwedler'schen Trägern in Preussen. — Viele Brücken aus der Fabrik von Klett & Co. in Nürnberg, wie die Strassenbrücke über die Donau bei Passau, mit Pauli'schen Trägern, 30,6^m Spannweite; die in §. 13 erwähnte Strassenbrücke über die Donau bei Vilsofen; die Eisenbahnbrücke über den Lech bei Kaufering mit 75,0^m Spannweite (Fig. 78); die in §. 11 erwähnte Eisenbahnbrücke über die Donau bei Gross-Prüfening mit 80,0^m Spannweite; die Eisenbahnbrücke über die Isar bei München mit 50,2^m Spannweite; die Eisenbahnbrücke über die Donau bei Ingolstadt mit 53,9^m Spannweite (Fig. 79).

§. 42. Kreuzförmiger Querschnitt mit Quadranteisen. Bei der Brücke der österr. Staatsbahn über den Donaucanal bei Wien wurde von den Ingenieuren Köstlin und Battig zum ersten Male Façoneisen in Form eines Viertelkreises oder sog. Quadranteisen zu den Gurten in Anwendung gebracht. Im Obergurte wurden vier Quadranteisen zu einer von einem horizontalen und verticalen Bleche durchsetzten Röhre vereinigt (Fig. 80), während im Untergurte nur zwei Quadranteisen zu einer halben Röhre vereinigt wurden (Fig. 81). Jedenfalls ist dies eine sehr beachtenswerthe Neuerung, da sich hierdurch sehr breite und hohe Querschnitte erzielen lassen und die Brücke durch ihre körperhaften

Fig. 80.

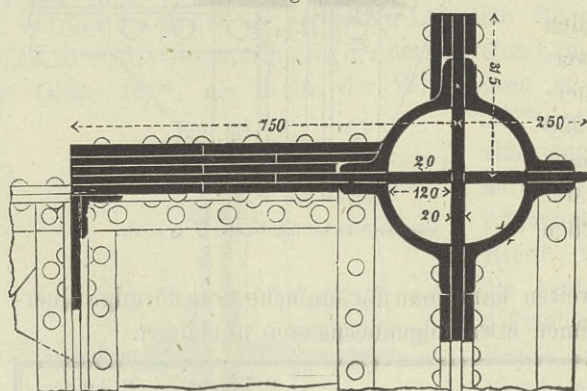
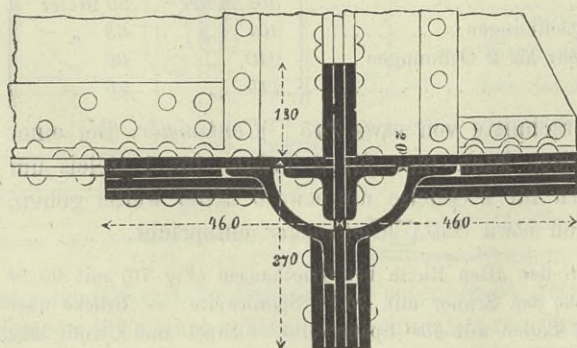
Donaucanalbrücke bei Wien. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Fig. 81.

Donaucanalbrücke bei Wien. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Formen ein markiges Aussehen erhält, während andererseits die Verbindungsfähigkeit durchaus nicht beeinträchtigt wird.

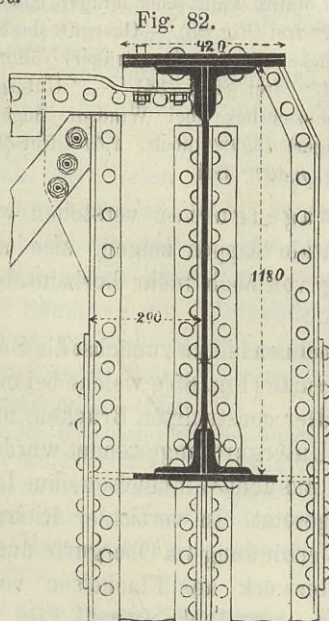
An den Enden sind nur die Quadranteisen nebst den beiden horizontalen und verticalen Blechen vorhanden. Die Vergrößerung des Querschnittes erfolgt durch das Aufnieten der Lamellen auf die verticalen, namentlich aber auf die horizontalen Bleche. Im Obergurte ist dies nur auf der inneren Seite geschehen, so dass hier ein starker excentrischer Angriff der durch das Gitterwerk übertragenen Kräfte stattfindet.

Ausserdem hätte, wie vom Constructeur

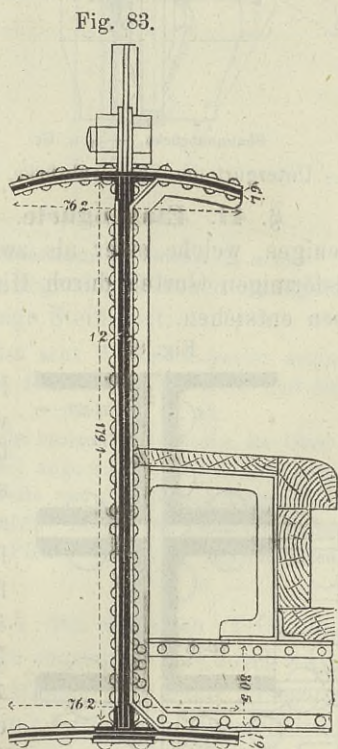
selber zugegeben wird, am Obergurte eine Verbindung des Horizontal- und Verticalbleches durch Winkeleisen innerhalb der Röhre stattfinden sollen, was aus ungerechtfertigter Besorgniss zu grosser Complicirtheit nicht geschah.

Ein Quadranteisen hat bei 120^{mm} innerem Radius 68 bis 950^{mm} Flanschenbreite und 10 bis 16^{mm} Dicke, nach Abzug eines Nietloches 29 bis $55 \square$ Centimeter Flächeninhalt. Die grösste Querschnittsfläche eines Gurtes, nach Abzug der Nietlöcher, beträgt (bei $85,3$ Meter Spannweite und $7,9^m$ Trägerhöhe) $1090 \square$ Centimeter.

§. 43. **I-förmiger Querschnitt.** Gurte in der Form gewöhnlicher Blechträger sind sowohl zum gezogenen, als zum gedrückten Gurte mehrfach bei grösseren Spannweiten zur Verwendung gekommen. Für Parallelträger sind sie nicht besonders empfehlenswerth, weil sie keine grosse Veränderlichkeit des Querschnittes gestatten; sie sind daher auch meist nur für Parabelträger angewendet worden. Sie bieten ausserdem der Befestigung des Gitterwerkes, namentlich des stark beanspruchten Gitterwerkes der Parallelträger, einige Schwierigkeit, da hierbei der untere Rahmen im Wege ist.



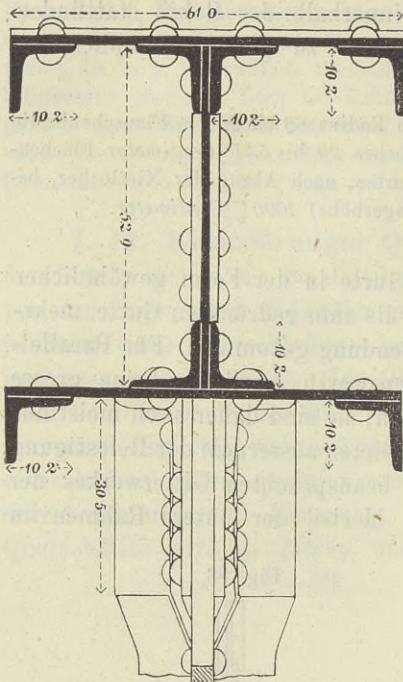
Rheinbrücke bei Mainz. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.



Themsebrücke bei Windsor. — $\frac{1}{12}$ n. Gr.

Im gedrückten Gurte bietet der in der gewöhnlichen Form der Blechträger construirte Gurt (Fig. 82) den Nachtheil einer geringen Sicherheit gegen seitliches Ausbiegen. Er kann hiergegen allerdings durch ein Säumen der horizontalen Lamellen mittels Winkeleisen (Fig. 84) geschützt werden.

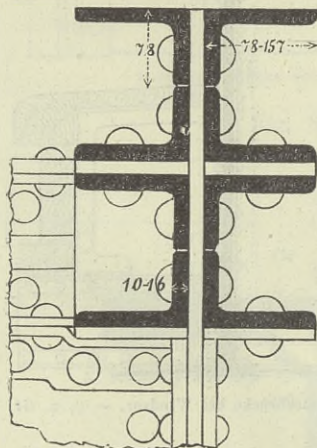
Fig. 84.

Shannonbrücke. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

— Untergurt der Shannonbrücke, 800mm hoch, $2,46\text{m}$ frei.

§. 41. Etagengurte. Unter Etagengurten verstehen wir diejenigen, welche mehr als zwei horizontale Rippen zeigen, also aus den I-förmigen Gurten durch Hinzufügung von noch mehr horizontalen Rippen entstehen.

Fig. 85.

Elbbrücke bei Meissen. — $\frac{1}{3}$ n. Gr.

Diese Gurte würden sich nur für Parabel- und Schvedler'sche Träger eignen, da sie eine Veränderlichkeit nur durch einen Kaliber-

Ausserdem ist diese Gurtform mehrfach in Anwendung gekommen, wenn der Gurt durch die Befestigung der Querträger zwischen den Knotenpunkten auf Bruchfestigkeit beansprucht wird (Fig. 83). Man findet diese Gurtform aus diesem Grunde vielfach angewendet bei englischen Brücken mit gekrümmtem Obergurt; der Gurt ist hier genau so construiert, wie ein Blechträger; bei mehreren Brücken ist das Verticalblech der Höhe nach aus zwei oder drei Theilen zusammengesetzt. Die oberen Lamellen haben häufig eine gekrümmte Form (Fig. 83).

Beispiele: Obergurt der Rheinbrücke bei Mainz (Pauli'scher Träger) 1180mm hoch, $8,2\text{m}$ frei (Fig. 83). — Obergurt der Shannonbrücke (Bogensehnenträger) 529mm hoch, $2,47\text{m}$ frei (Fig. 84). — Untergurt der Themsebrücke bei Windsor (Bogensehnenträger) 1791mm hoch, $2,54\text{m}$ frei (Fig. 82).

Wir rechnen hierzu zunächst die Schwedler'schen Gurte (Fig. 85), welche bei mehreren von Schwedler construirten Brücken, meist für Ober- und Untergurt, angewendet wurden. Dieselben sind aus acht Winkeleisen ohne Lamellen zusammengesetzt. In verticaler Richtung erfolgt eine Verbindung im Obergurt durch einfaches Gitterwerk aus Flacheisen von etwa 39mm Breite, 20mm Dicke (vergl. Fig. 97), im Untergurt durch in Abständen von ungefähr $1,28\text{m}$ eingelegte verticale Blechstreifen von denselben Dimensionen. Die Querschnittsfläche nach Abzug der Nietlöcher beträgt im Obergurt 110 bis 227 , im Untergurt 60 bis 196 \square Centimeter.

wechsel der Winkeleisen zulassen. Ausserdem zeigen sie eine etwas zu geringe Steifigkeit gegen horizontale Ausbiegung.

Ganz besonders ist der Etagegurt bei der von Lentze erbauten Weichselbrücke bei Dirschau (Fig. 86) ausgebildet. Im Obergurte gehen vier horizontale Rippen ganz durch, während im Untergurte nur über den Pfeilern, wo die grössten Momente wirken, vier Rippen auf eine kurze Länge, von hier aus drei Rippen und im übrigen Theile nur zwei Rippen angeordnet sind; der Uebergang findet sattelholzartig statt. Die horizontalen Rippen sind durch nach unten gekehrte Winkeleisen gesäumt. Ausserdem sind die Rippen in Entfernungen von $1,88^m$ durch verschieden construirte Diaphragmen abgesteift. Der grösste Querschnitt beträgt $1275 \square$ Centimeter.

Als zweckmässig kann uns diese Construction nicht erscheinen. Wegen der Trennung in so viele Theile wird die Anzahl der Niete und hiermit der Arbeitslohn bedeutend erhöht; es werden viele Winkeleisen nöthig, die theurer als die Flacheisen sind, und den weit freiliegenden Blechen mangelt trotz der Säumung mit Winkeleisen die nöthige Steifigkeit.

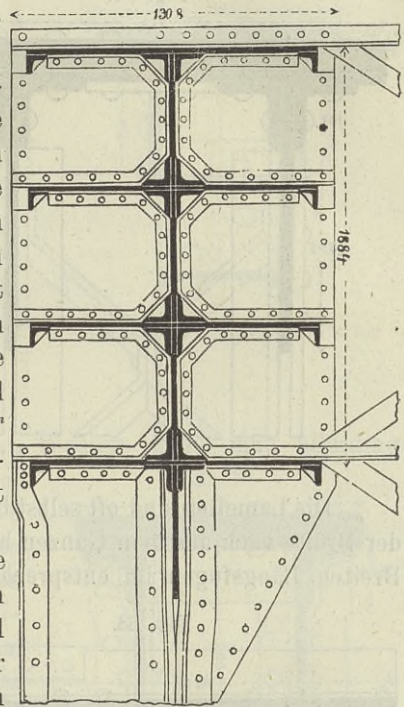
Bei der Elbbrücke bei Meissen (Fig. 85) wurden acht Winkeleisensorten angewendet. Der eine Schenkel hat 78^m , der andere $78, 105, 131, 157^m$ Breite und die Dicke beträgt $10, 13, 15, 16^m$.

Bei der Weichselbrücke bei Dirschau haben die horizontalen Bleche im Obergurte über den Pfeilern 1310^m Breite und sind doppelt angeordnet; in den mittleren Theilen der Oeffnung haben sie dagegen nur 780^m Breite und sind einfach angeordnet. Im Untergurte haben die horizontalen Bleche überall 1410^m Breite. Die ganze Gurthöhe beträgt im Obergurte $2,51^m$, im Untergurte über den Pfeilern $3,14^m$, in den mittleren Theilen $1,88^m$.

§. 45. Doppel-T-Gurte. Ganz ähnlich den einfachen T-Gurten (§. 37) hat man Gurte mit doppelten Stehblechen construirte. Hierdurch wird es möglich: 1. breite Lamellen anwenden zu können und somit grössere Querschnittsflächen zu erzielen, 2. Gitterstäbe mit I-förmigem Querschnitte anwenden zu können, und 3. den Trägern eine grössere Steifigkeit zu geben.

In Betreff der Construction gilt im Allgemeinen das bei den einfachen T-Gurten Gesagte, so dass wir hier nur noch wenig hinzuzufügen haben.

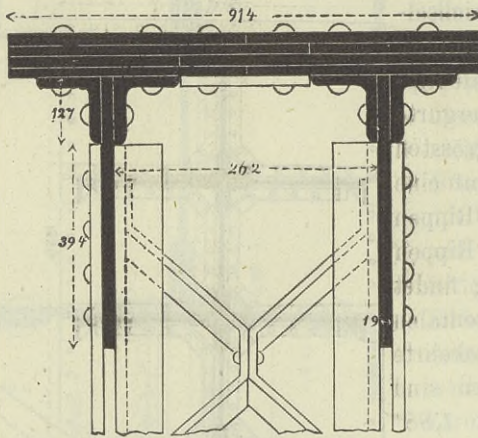
Fig. 86.

Weichselbrücke bei Dirschau, $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Die Verbindung jedes Stehbleches mit den Lamellen erfolgt gewöhnlich mittels zweier Winkeleisen (Fig. 87 und 88). Jedoch hat man auch

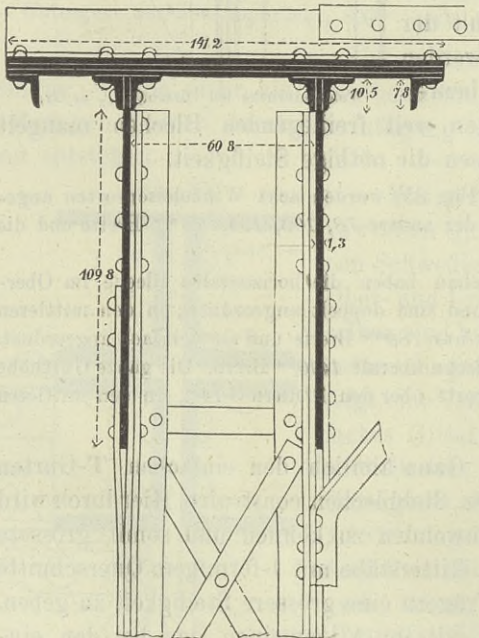
zuweilen nur ein Winkeleisen, und zwar auf der äusseren Seite angewendet (Fig. 89 und 91), um innen möglichst viel Raum zur Befestigung des Gitterwerkes zu gewinnen. In seltenen Fällen sind die Stehbleche ganz durch ungleichschenklige Winkeleisen ersetzt, deren horizontale Schenkel entweder nach aussen gekehrt (Ebrobrücke bei Cadrieta, Fig. 90) oder nach innen gekehrt sind (Beelah und Deepdale-Viaduct).

Fig. 87.

Themsebrücke bei Blackfriars. — $\frac{1}{8}$ n. Gr.

Die Lamellen sind oft selbst bei grossen Breiten bis zu 1410^{mm} (Fig. 88) der Breite nach aus dem Ganzen hergestellt. Meist aber sind bei so grossen Breiten Längsfugen im entsprechenden Verbande angeordnet (Fig. 87).

Fig. 88.

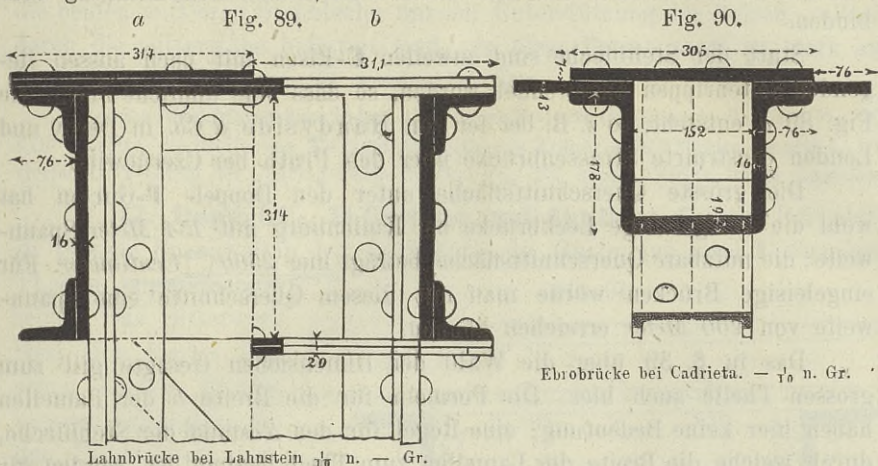
Rheinbrücke bei Cöln. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

An den Enden entsteht, selbst wenn man nur eine Lamelle anwendet, der grossen Breite wegen immer noch ein grosser Querschnitt; man hat daher auch an den Enden der Träger gar keine Lamelle, dafür aber ein einfaches Flacheisengitterwerk angeordnet (Lahnbrücke bei Lahnstein. Fig. 89 b).

Die Verstärkung weit vorstehender Lamellen und breiter Stehbleche, insbesondere beim gedrückten Gurte, durch eine Säumung mittels Winkeleisen (Fig. 88 und 89), ist hier in gleicher Weise durchzuführen, wie beim einfachen T-Gurte. Bei dem in Fig. 90 dargestellten Gurte sind statt dessen Guss-eisenbarren zwischen die verti-

calen Schenkel der Winkeleisen genietet.

Beim Untergurte hat diese Gurtform allerdings den Nachtheil, dass sich grosse Räume bilden, in welchen sich das Wasser und der Schnee



aufhalten kann. Für das Ablassen des einzelnen Löcher bohren; vollständiger wird dasselbe abgeleitet, wenn man den Untergurt aus zwei ganz getrennten T-förmigen Theilen bildet, wie dies von Buchler bei der Donaubrücke bei Mariort (Fig. 92) geschah. Während hier im Obergurte einfache Stehbleche angeordnet sind, sind im Untergurte als Ersatz für die Lamellen in den stärkeren Querschnitten doppelte Stehbleche angeordnet; für die schwächeren Querschnitte ist sogar die Breite der Stehbleche reducirt. An den Enden sind nur zwei Winkeleisen angeordnet, während in der Mitte vier Winkeleisen und zwei horizontale Lamellen angeordnet sind. Die Querschnittsflächen nach Abzug der Nietlöcher betragen im gezogenen Gurte 107 bis 390, im gedrückten Gurte 159 bis 450 \square Centimeter. Da bei einfachen Trägern der Untergurt durchaus auf Zug beansprucht wird, also keine grosse Seitensteifigkeit erfordert, so scheint hier die Trennung in zwei Theile vollkommen zulässig.

Wassers kann man allerdings Fig. 91.

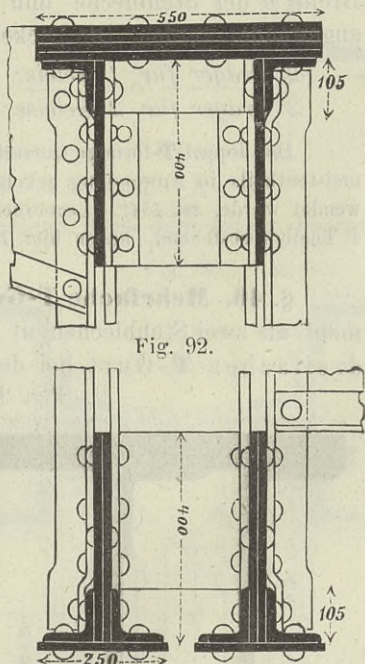


Fig. 91 und 92. Donaubrücke bei Mariort in Baiern. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Im gedrückten Gurte ist es rathsam, die beiden Stehbleche, wenn dieselben sehr breit sind, an einzelnen Stellen durch Diaphragmen, welche

aus einem Blech- und Winkeleisen oder einem Kreuze aus Flacheisen und Winkeleisen, oder auch aus **T**- oder **I**-Eisen bestehen können, zu verbinden.

Statt der Stehbleche sind zuweilen **U**-Eisen mit nach aussen liegenden Seitenrippen angewendet worden, so dass eine ähnliche Form, wie Fig. 89 *a* entsteht, so z. B. bei der von Handyside & Co. in Derby und London construirte Strassenbrücke über den Pruth bei Czernowitz.

Die grösste Querschnittsfläche unter den Doppel- **T**-Gurten hat wohl die zweigeleisige Leckbrücke bei Kuilenburg mit *154 Meter* Spannweite; die nutzbare Querschnittsfläche beträgt hier *2500 □ Centimeter*. Für eingeleisige Brücken würde man mit diesem Querschnitte eine Spannweite von *200 Meter* erreichen können.

Das in §. 39 über die Wahl der Dimensionen Gesagte gilt zum grossen Theile auch hier. Die Formeln für die Breite *b* der Lamellen haben hier keine Bedeutung; eine Regel für den Abstand der Stehbleche, durch welche die Breite der Lamellen zum Theil bedingt ist, werden wir erst später angeben. Die Regeln für die vorläufige Bestimmung der Breite *b* der Stehbleche und der Dicke δ derselben können auch hier angewendet werden. Die Dicken δ_1 der Winkeleisen sind etwa zu wählen:

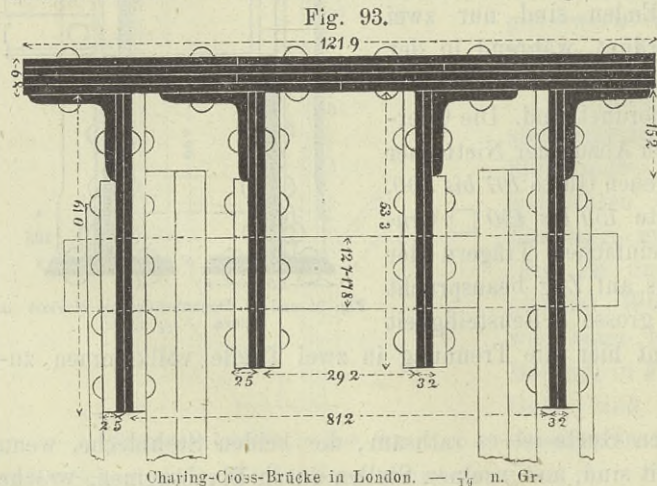
2 Träger für 1 Geleis: $\delta_1 = 10 + 0,06 l$ Millimeter.

2 Träger für 2 Geleise: $\delta_1 = 10 + 0,08 l$ Millimeter.

Der doppel-**T**-förmige Querschnitt ist bei Brücken mit sehr grossen Spannweiten meistens in Anwendung gekommen; die grösste Spannweite, zu welcher er verwendet wurde, ist *154^m* (Leckbrücke bei Kuilenburg); die Lamellen, jede aus 3 bis 4 Theilen bestehend, haben hier *1800^{mm}* Breite.

§. 46. Mehrfache T-Gurte. Ausnahmsweise sind auch Gurte mit mehr als zwei Stehblechen in Anwendung gekommen; so finden wir einen dreifachen **T**-Gurt bei den mittleren Trägern der Themsebrücke bei

Blackfriars (drei Träger für 1 Geleise (52 bis 62^m Spannweite) und einen vierfachen **T**-Gurt (Fig. 93) bei der Charing-Cross-Brücke über die Themse in London (2 Träger für 4 Geleise, 46,9^m Spannweite). Bei der ersteren hat



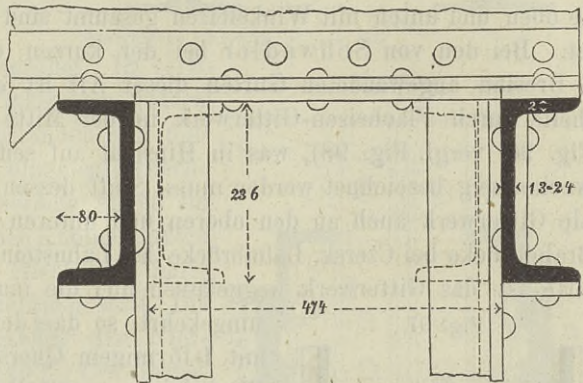
man die drei Stehbleche zur Befestigung der drei U-Eisen, aus welchen die Streben bestehen, nöthig gehabt; bei der letzteren dagegen dienen die beiden mittleren Stehbleche nur zur Unterstützung der Bolzen, mittels deren die Gitterstäbe befestigt sind, da diese Bolzen sonst zu stark auf Bruchfestigkeit beansprucht werden würden.

Bei der Blackfriarsbrücke haben die Doppel-T-Gurte der äusseren Träger (Fig. 70) 910^{mm} breite, die dreifachen T-Gurte der mittleren Träger 1370^{mm} breite Lamellen. Die vierfachen T-Gurte der Charing-Cross-Brücke (Fig. 93) haben 1220^{mm} breite Lamellen.

§. 47. Doppel-U-, H-förmige und ähnliche Gurte. Bei nicht zu grossen Spannweiten hat man auch die Gurte aus zwei U-förmigen Theilen zusammengesetzt.

Das Gitterwerk lässt sich hierbei zwischen beiden Theilen bequem befestigen. Bei den Fischträgern entsteht hierbei noch der Vortheil, dass man die Verticalen bequem nach oben oder unten als Stützen oder Hängesäulen fortsetzen kann. Die Detailconstruction ist sehr verschieden:

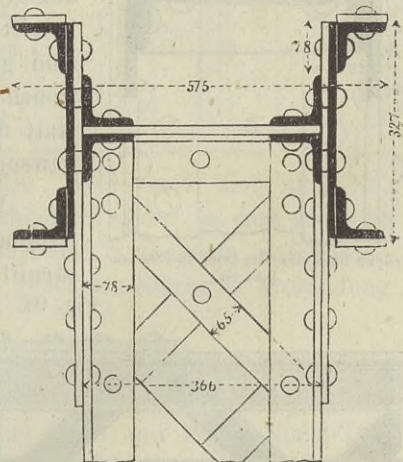
Fig. 94.

Kleparow-Viaduct bei Lemberg — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

1. Herrmann's Construction. Bei mehreren nach dem österr. Patente

von Herrmann construirten Brücken mit Parallelträgern bestehen die Gurte aus zwei U-Eisen mit nach aussen gekehrten horizontalen Schenkeln (Fig. 94). Ein Wechsel im Querschnitte ist durch verschiedene Dicke der U-Eisen ermöglicht; bei den grössten Querschnitten aber sind auch innen noch U-Eisen angeietet, wie in der Figur punktirt angegeben ist. Ein so plötzlicher Wechsel erfordert zu viel Mehrmaterial und ist auch wegen der plötzlichen Verrückung des Schwerpunktes und der hierdurch bedingten, wenn auch geringen, Beanspruchung auf Biegung nicht zweckmässig. Eine Verbindung beider Theile ist nur in den Knotenpunkten erfolgt, was mit Rücksicht auf das seitliche Ausbiegen nicht zweckmässig ist.

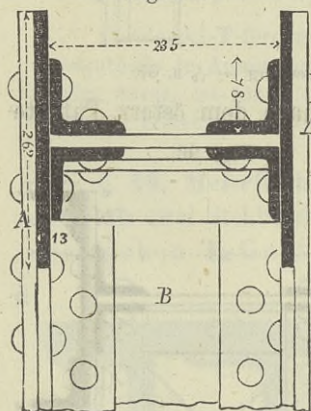
Fig. 96.

Kurze und lange Oberbrücke bei Breslau. — $\frac{1}{12}$ n. Gr.

Ähnliche Constructionen findet man mehrfach für den Obergurt bei amerikanischen und englischen Brücken. So z. B. sind bei Linville'schen Brücken aussen zwei U-Eisen mit nach aussen gekehrten Rippen- und zwischen diesen noch zwei ebenso hohe I-Eisen angewendet. Bei der von Wilson und Pettit construirten Brücke über den Juniata-Fluss (Fig. 40) sind aussen ebenfalls U-Eisen, innen zwei 230^{mm} hohe breitbasige Schienen, ähnlich den Hartwich-Schienen mit nach unten gekehrtem Kopfe angeordnet; bei der von denselben Ingenieuren construirten Brücke über den kleinen Juniata-Fluss liegen vier derartige Schienen neben einander.

2. Schwedler's Construction. Man hat auch zwei verticale Bleche, die oben und unten mit Winkeleisen gesäumt sind (Fig. 89 b), angewendet. Bei den von Schwedler bei der kurzen und langen Oderbrücke in Breslau angewendeten Gurten dieser Art ist eine Verbindung beider Theile durch Flacheisen-Gitterwerk in der Mitte der Höhe angewendet (Fig. 96, vergl. Fig. 98), was in Hinsicht auf seitliche Ausbiegungen als zweckmässig bezeichnet werden muss. Statt dessen kann man das horizontale Gitterwerk auch an den oberen und unteren Winkeleisen befestigen (Brahebrücke bei Czersk, Lahnbrücke bei Lahnstein, Fig. 89). Beim Untergurte ist das Gitterwerk weggelassen und die inneren Winkeleisen sind

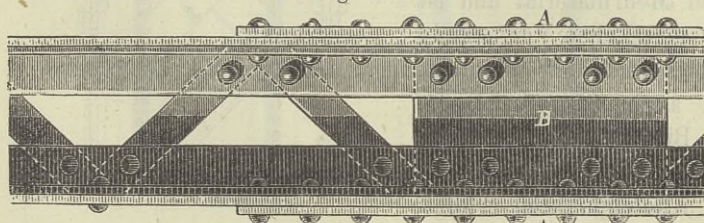
Fig. 97.

Brücke über die alte Oder in Breslau. — $\frac{1}{8}$ n. Gr.

umgekehrt, so dass der Gurt aus zwei Theilen mit I-förmigem Querschnitte besteht, deren Winkeleisen unmittelbar über einander liegen.

Bei der Brücke über die alte Oder in Breslau (Fig. 97 und 98) hat Schwedler die äusseren, die Verticalbleche säumenden, Winkeleisen weggelassen. Unter- und Obergurt sind gleich construiert. Ähnliche Constructionen, mit einem horizontalen Mittelbleche statt des Gitterwerkes, findet man öfter angewendet

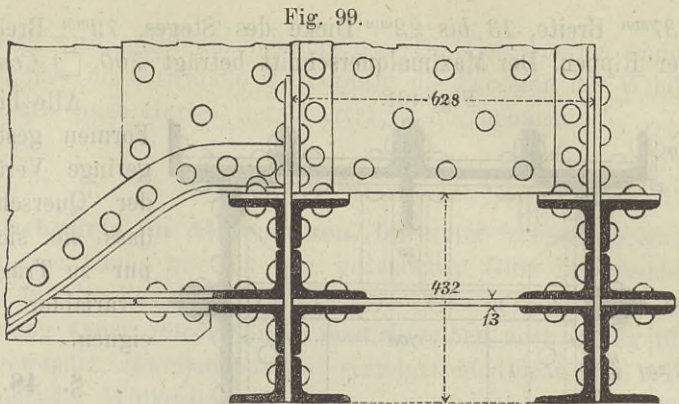
Fig. 98.

Brücke über die alte Oder in Breslau. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Wir erwähnen hier noch die ähnlich zusammengesetzten Gurte der von Schwedler construirten Weserbrücke bei Corvey und der Elberbrücke bei

Tangermünde. Jeder Gurt besteht hier aus zwei Theilen, welche genau den einfachen

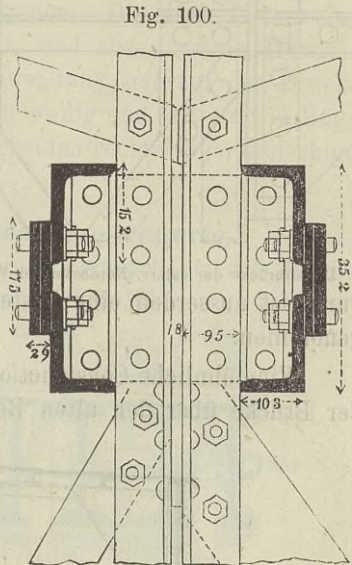
in Fig. 85 dargestellten Schwedlerschen Gurten entsprechen: beide haben von Mitte zu Mitte 63^{m} Abstand. (Fig. 99) Zwischen den mittleren Winkeleisen ist in Obergurte



Weserbrücke bei Loryv. — $\frac{1}{16}$ n. Gr.

Flacheisengitterwerk angeordnet. In verticaler Richtung sind die Winkeleisen, jedoch nur im Obergurte, in Abständen von 630 bis 820^{mm} durch schmale, eingelegte Blechstreifen verbunden. Ausserdem findet im Ober- und Untergurte an den Knotenpunkten eine Verbindung durch Bleche in horizontaler und verticaler Richtung statt. Die Querschnittsfläche nach Abzug der Nietlöcher beträgt 288 bis 440 □ Centimeter.

3. Pauli's Gurte. Bei dem Obergurte der Isarbrücke bei Grosshesselohe (Fig. 100) und der Rodachbrücke bei Kronach, beide mit Pauli'schen Trägern, besteht jeder Theil aus zwei ungleichschenkligen Winkeleisen mit nach innen gekehrten Horizontalschenkeln; die verticalen Schenkel sind durch verticale Lamellen verbunden. Beide Theile



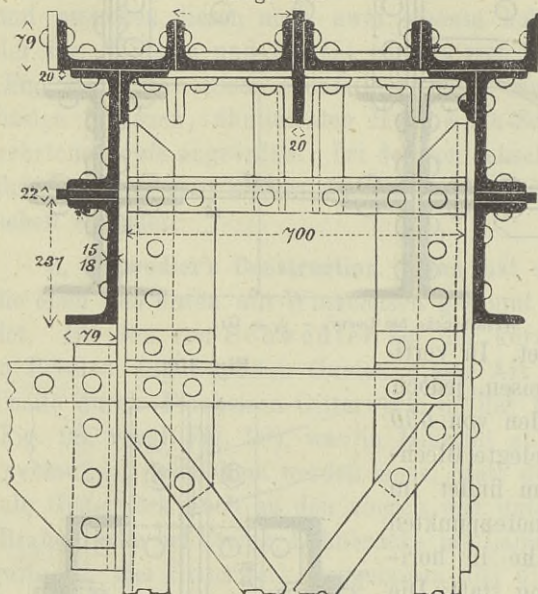
Isarbrücke bei Grosshesselohe. — $\frac{1}{12}$ n. Gr.

sind nur an den Knotenpunkten verbunden, aber auch hier nicht so, dass eine gegenseitige Verschiebung verhindert würde, so dass seitliche Ausbiegungen leicht eintreten können. Statt der Winkeleisen und Flacheisen sind auch U-Eisen mit nach innen gekehrten Rippen in Anwendung gekommen.

4. Doppel-T-Gurte aus U-Eisen. Die ausgedehnteste Anwendung der U-Eisen zeigt die von Herrmann construirte zweigeleisige Brücke der österr. Nordbahn über die Donau bei Wien mit Bogensehnen-Trägern. Hier sind in den $61,1^m$ weiten Oeffnungen 7 U-Eisen, in den $83,8^m$ weiten Oeffnungen 8 U-Eisen zur Bildung des Obergurtes in der in Fig. 101 gezeigten Weise verwendet. Die verwendeten U-Eisen haben

237^{mm} Breite, 13 bis 22^{mm} Dicke des Steges, 79^{mm} Breite, 20^{mm} Dicke der Rippen. Der Maximalquerschnitt beträgt 700 □ Centimeter.

Fig. 101.



Donaubrücke der österr. Nordbahn bei Wien. — $\frac{1}{5}$ n. Gr.

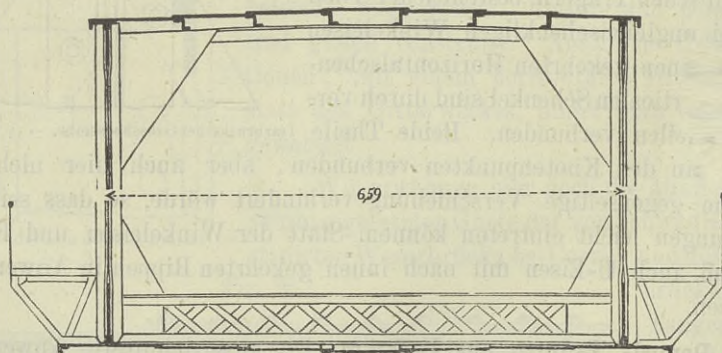
Alle hier besprochenen Formen gestatten nur eine geringe Veränderlichkeit in der Querschnittsfläche, so dass sie sich insbesondere nur zu Trägern mit wenig variabler Gurtspannung eignen.

§. 48. Tafel-Gurte.

Bei der Nogatbrücke bei Marienburg bestehen die Gurte aus Tafeln, welche sich über das Geleis hinweg von einer Wand zur andern erstrecken (Fig. 102). Die Tafeln sind aus einzelnen Blechplatten zusammengesetzt und werden durch Querträger unterstützt. Im Obergurte ist ausserdem eine Absteifung durch Längsträger aus Z-Eisen vorgenommen.

Eine ähnliche Construction zeigt der Untergurt der grossen Oeffnung der Brücke über den alten Rhein bei Griethausen.

Fig. 102.

Nogatbrücke bei Marienburg. — $\frac{1}{100}$ n. Gr.

Als zweckmässig kann diese Anordnung, die ausserdem auch bei Blechbrücken vorkommt, nicht bezeichnet werden, da 1. eine grosse Veränderlichkeit des Querschnittes nicht gut möglich ist; 2. starke Querträger zum Tragen des Gurtes nöthig werden; 3. eine gleichmässige Vertheilung der Spannung über die ganze Breite des Gurtes, wie sie bei der Berech-

nung vorausgesetzt wird, nicht anzunehmen ist. Die Construction bietet nur den Vortheil, dass die Gurttafeln gleichzeitig die Function der Windverstrebung und des einen Gurtes der Querträger übernehmen.

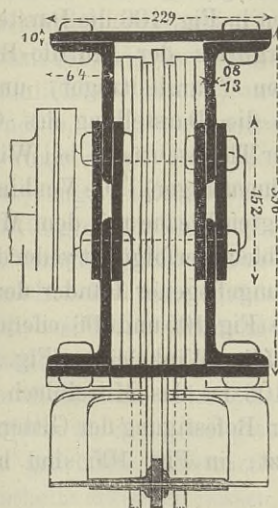
c) Druck - Gurte.

§. 49. **Druckgurte im Allgemeinen.** Die unter b) beschriebenen Gurte sind zwar sehr häufig nur für den gedrückten Gurt angewendet worden, während für den Zuggurt eine einfachere Form, z. B. ein Streifengurt, in Anwendung kam; jedoch findet man dieselben auch häufig für den Zuggurt angewendet, zuweilen nur mit einzelnen Modificationen, z. B. Weglassung säumender Winkeleisen etc.

Speciell für Druckgurte sind nur allseitig geschlossene Formen, also röhrenförmige Gurte, in Anwendung gekommen. Dieselben bieten eine nach allen Richtungen hin grosse Steifigkeit, sind aber in ihrer Herstellung so schwierig, dass man desshalb ihre Anwendung nur auf den Druckgurt beschränkt hat. Ueberhaupt sind sie nur wenig und fast nur in England in Anwendung gekommen. Wir unterscheiden rechteckige, dreieckige und kreisförmige Querschnittsformen.

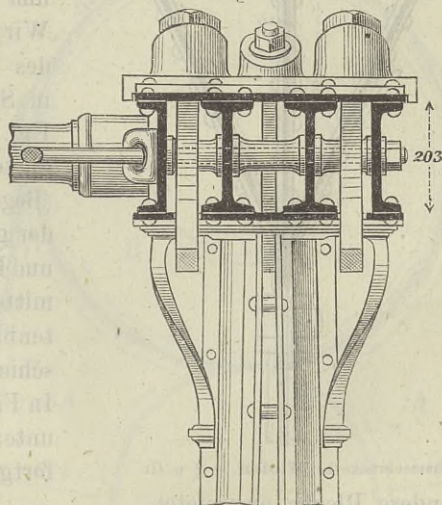
§. 50. **Rechteckige Zellengurte oder Kastengurte.** Rechteckige Zellengurte, ähnlich denen, wie sie mehrfach bei den Blech-

Fig. 103.



Crumlin-Viaduct. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

Fig. 104.



Linville'sche Brücke auf der Bahn Pittsburg — Fort Wayne und Chicago. — $\frac{1}{12}$ n. Gr.

brücken in England als Obergurt Verwendung fanden, sind bei Gitterträgern nur äusserst wenig in Anwendung gekommen.

In Fig. 103 ist der Obergurt des Viaductes bei Crumlin in South-Wales dargestellt. Er besteht aus vier ungleichschenkligen Winkeleisen, welche in horizontaler und verticaler Richtung durch Lamellen verbun-

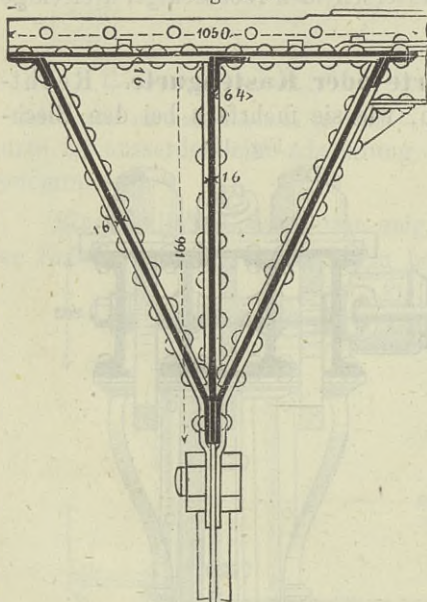
den sind. Eine Veränderlichkeit des Querschnittes ist durch eine verschiedene Dicke der Winkeleisen (8 bis 13^{mm}) und der verticalen Lamellen (6 bis 13^{mm}) erzeugt. Die Gitterstäbe sind im Innern des Kastens befestigt, zu welchem Zwecke an den Knotenpunkten auf der unteren Seite eine rechteckige Oeffnung ausgespart ist. Die hierdurch entstehende Querschnittsverminderung ist durch schmale, neben der Oeffnung aufgenietete Lamellen ersetzt.

In Amerika sind von Linville Zellengurte angewendet worden, welche bei kleineren Spannweiten aus 2 U-Eisen, bei grösseren aus 2 U-Eisen und 2 I-Eisen bestehen, welche durch zwei oder mehrere Bleche mit einander verbunden sind (Fig. 104). Gegen die untere Platte stemmen sich die Ständer, gegen die obere die Diagonalen.

Eine ähnliche Construction wie Fig. 103 zeigt die Jumna-Brücke bei Allahabad in Indien.

§. 51. Dreieckige Zellengurte.

Fig. 105.



Themsebrücke bei Windsor. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

besondere Bleche angenietet.

Bei der Murillobrücke sind an denjenigen Stellen, an welchen die Verticalen liegen (in 3^m Abstand), gusseiserne Diaphragmen angeordnet, während bei der Windsorbrücke eine Absteifung nur durch die aufgenieteten Stoss- und Knotenbleche erfolgt.

Als zweckmässig lassen sich die Zellengurte nicht erkennen, da eine Controle und ein etwa nothwendig werdendes Auswechseln der

zuerst von Brunel bei Blechträgern angewendet. Sie bestehen im Allgemeinen aus einem verticalen Mittelbleche, aus horizontalen oder nach oben convex gekrümmten Kopfblechen und zwei geneigten Seitenblechen. Wir geben in Fig. 106 die Darstellung des Obergurtes der Murillo-Brücke in Spanien (Parallelträger) und in Fig. 105 die Darstellung des Obergurtes der Themsebrücke bei Windsor (Bogensehnenträger). Die Verbindung der geneigten Bleche mit dem Mittel- und Kopfbleche erfolgt entweder direct mittels umgebogener Ränder der Seitenbleche (Fig. 105 und 106) oder durch schiefwinklige Winkeleisen (Fig. 105). In Fig. 106 ist das Mittelblech nach unten zur Befestigung der Gitterstäbe fortgesetzt; in Fig. 105 sind hierzu

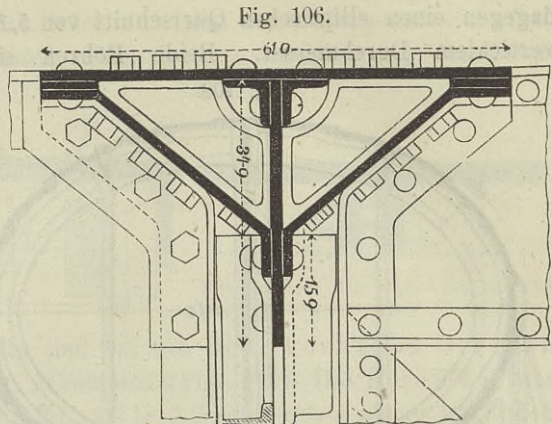
Nieten nicht möglich ist; es wäre denn, dass der Querschnitt zum Hineinkriechen eines Arbeiters genügt, und auch dann wird die Controle und das Auswechseln schwierig.

Bei der Themsebrücke bei Windsor mit $59,0^m$ Spannweite sind für 2 Geleise 3 Träger angeordnet; der Obergurt hat in den äusseren Trägern bei einfachen 16^{mm} dicken Blechen $600 \square^{cm}$, in den mittleren Trägern bei doppelten, eben so dicken Blechen $1200 \square^{cm}$ Querschnitt.

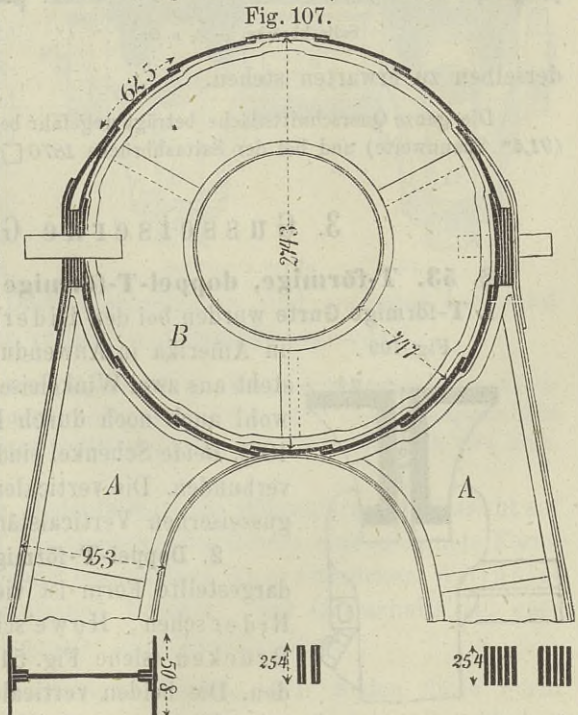
§. 52. **Röhrengurte.** Gurte, welche aus runden, ähnlich den Dampfkeßeln, aus Blechen zusammengenieteten Röhren bestehen, kommen nur bei den beiden von Brunel bezüglich in den Jahren 1850 und 1859 erbauten Brücken über den Wye bei Chepstow (Fig. 45 und 107) und über den Tamar bei Saltash (Fig. 50 und 108) vor. Beide Brücken

gehören zu den grossartigsten aller bestehenden Brücken, und verdienen, hinsichtlich der grossen Dimensionen, als der Eigenthümlichkeit ihrer Construction wegen unsere Bewunderung. Die Idee entsprang wahrscheinlich den in grossem Massstabe zur Erbauung der Britannia-Brücke im Jahre 1846 von Fairbairn angestellten Versuchen, welche die Röhren- oder Zellenform als die günstigste für gedrückte Constructionstheile erkennen liessen.

Bei beiden Brücken überdeckt die Röhre ein ganzes Geleis, so dass die Röhren kolossale Dimensionen erhielten. Die Röhre



Murillobrücke. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

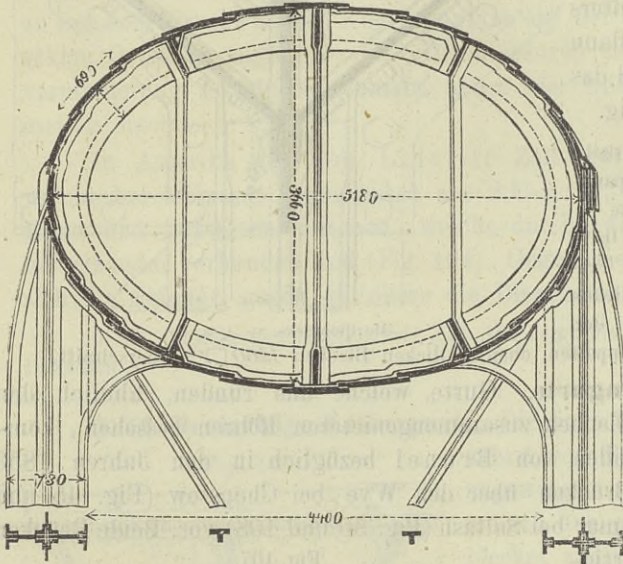


Brücke über den Wye bei Chepstow. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

der Chepstowbrücke (Fig. 107) hat einen kreisförmigen Querschnitt von $2,74^m$ Durchmesser, die Saltashbrücke (Fig. 85)

dagegen einen elliptischen Querschnitt von $5,18^m$ horizontalem und $3,66^m$ verticalem Durchmesser. Beide Röhren sind inwendig durch ring-

Fig. 108.



Saltashbrücke. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

förmige Diaphragmen abgesteift; bei der Saltashbrücke sind ausserdem noch im Innern 6 durchgehende Längsrippen aus Blech- und Winkeleisen vorhanden.

Bei der Schwierigkeit der Herstellung derartiger Röhren, namentlich wenn dieselben, wie es bei beiden Brücken der Fall ist, in der Längsrichtung gekrümmt sind, dürfte wohl schwerlich eine weitere Verwendung

derselben zu erwarten stehen.

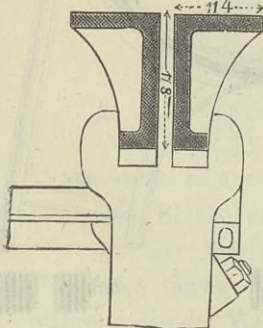
Die ganze Querschnittsfläche beträgt ungefähr bei der Chepstowbrücke $1200 \square^{cm}$ ($91,4^m$ Spannweite) und bei der Saltashbrücke $1870 \square^{cm}$ ($138,7^m$ Spannweite).

3. Gusseiserne Gurte.

§. 53. T-förmige, doppel-T-förmige und H-förmige Gurte.

1. T-förmige Gurte wurden bei den Rider'schen Trägern (siehe §. 29)

Fig. 109.



in Amerika in Anwendung gebracht. Der Gurt besteht aus zwei Winkeleisen, deren verticale Schenkel wohl auch noch durch Rippen gesäumt sind (Fig. 109). Beide Schenkel sind durch consolartige Rippen verbunden. Die verticalen Schenkel werden von den gusseisernen Verticalständern umfasst.

2. Doppel-T-förmige Gurte. Die in Fig. 110 dargestellte Form ist vielfach in Amerika bei den Rider'schen, Howe'schen und Whipple'schen Brücken (siehe Fig. 51 und 54) angewendet worden. Die beiden verticalen Rippen sind durch einzelne Diaphragmen verbunden. Die Verbindung der

Brücke bei Newark. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

einzelnen Gussstücke, die bis zu $4,7^m$ Länge haben, erfolgt durch Flanschen mittels Schrauben (Fig. 110) oder durch schmiedeeiserne Laschenplatten.

Bei den Whipple'schen Brücken ist der obere horizontale Schenkel durchbrochen, und die Gesamtbreite nimmt von der Mitte nach den Enden hin vom 1,0- bis zum 2,8-fachen zu, um den Trägern ein breiteres Auflager zu geben, weil hierin die einzige Absteifung besteht.

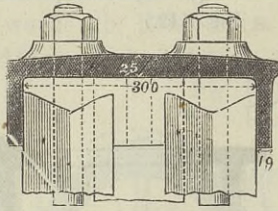


Fig. 110.

Strassenbrücke über einen Canal in Philadelphia. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

3. **H-förmige Gurtprofile** sind bei den Schiffkorn'schen Brücken (siehe §. 30) in Anwendung gekommen (Fig. 111). Die Höhe ist in der Mitte der einzelnen Theile ungefähr 1,2 bis 1,3mal so gross, als an den Enden derselben, was mit Rücksicht auf das Zerknicken nicht unweckmässig ist.

Das sich in den oberen Räumen sammelnde Wasser läuft durch kleine Löcher an den Enden der Gussstücke ab, wozu die obere Fläche der Mittelrippe ein kleines Gefälle hat. Die Gussstücke stossen an den Knotenpunkten stumpf zusammen und werden durch Flachschielen *E, E'* aus Schmiedeeisen, welche ohne Unterbrechung durchgehen und an den Endständern angespannt werden,

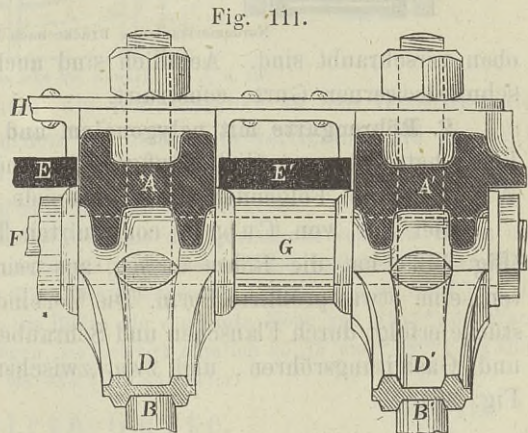


Fig. 111.

fest aneinander gepresst. Diese Flachschielen sind entweder horizontal und einfach (Fig. 111) oder vertical und doppelt angeordnet.

Schiffkorn's System. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

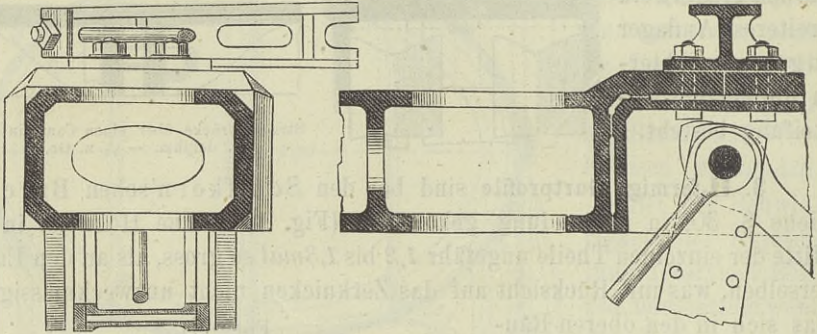
Die Gurte der Schiffkorn'schen Träger haben eine Höhe von 70 bis 120^{mm}, eine Breite von 90 bis 120^{mm}, eine Dicke der mittleren Rippe von 20 bis 80^{mm} und einen Querschnitt bis zu etwa 115□^{cm}. Die äusseren Gurtstücke haben als Verzierung noch eine Nase.

§. 54. **Röhrengurte.** Jedenfalls ist die Röhrenform in Hinsicht auf die Knickfestigkeit und auf das Gelingen des Gusses eine geeignete Form. Wir finden sie vielfach angewendet bei einzelnen Warrenbrücken, Whipple'schen und anderen amerikanischen Brücken. Der Querschnitt ist entweder ein rechteckiger, polygonaler oder kreisförmiger.

1. **Röhrengurte mit rechteckigem Profile.** Wir finden diese Form bei den in neuerer Zeit vielfach in Amerika angewendeten Post'schen Brücken (Fig. 112). In kurzen Abständen sind durchbrochene Diaphragmen angeordnet, zwischen denen auch die obere und untere Platte durch-

brochen sind. Die Verbindung der einzelnen Stücke erfolgt an den Knotenpunkten. Hier umklammern die stumpf zusammenstossenden Enden einen zur Aufnahme der Knotenverbindung bestimmten Kasten, mit dem sie

Fig. 112.

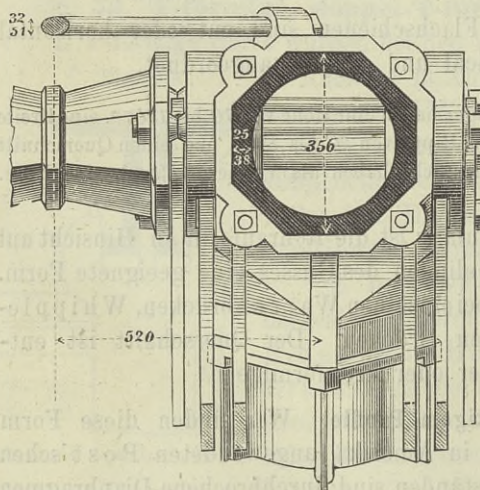


Nordamerikanische Brücke nach Post's System.

oben verschraubt sind. Ähnlich sind auch die von Post angewendeten schmiedeeisernen Gurte construiert.

2. Röhrengurte mit polygonalem und kreisförmigem Profile. Diese Form hat eine wesentlich häufigere Anwendung gefunden, als die vorige. Wir führen im Folgenden einige Beispiele vor.

Bei der von Cubitt construirten Trentbrücke bei Newark (Fig. 114) hat die Röhre aussen, aus rein architektonischen Rücksichten, eine etwas profilirte Form. Die Verbindung der 1,83^m langen Röhrenstücke erfolgt durch Flanschen und Schrauben, ähnlich wie bei den Wasser- und Gasleitungsröhren, und zwar zwischen den Knotenpunkten (vergl. Fig. 36).



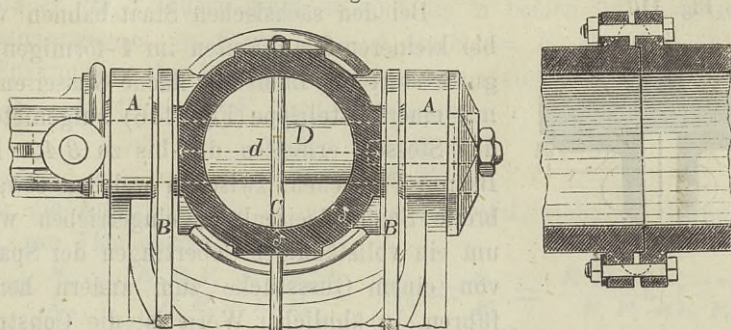
Brücke über den Ohio bei Louisville. Oeffnung von 122 Meter. — 1 1/2 n. Gr.

Bei der von Fink projectirten Brücke über den Ohio bei Louisville in Nordamerika besteht in den weiten Oeffnungen der Obergurt aus zwei Röhren, welche innen einen kreisförmigen, aussen einen achteckigen Querschnitt haben (Fig. 113). Die Verbindung erfolgt an den Knotenpunkten durch kurze eingeschaltete Knotenstücke mittels Flanschen und Schrauben. Die beiden Röhren sind an den Knotenstücken durch Traversen von doppelt-pyramidalen Form und achteckigem Querschnitte ver-

bunden. Der Anschluss derselben an die Knotenstücke findet nur in 3 oder 4 Punkten statt. In gleicher Weise sind an die inneren Röhren die oberen Querverbindungen angeschlossen.

Ausserdem wurde die Röhrenform angewendet für den Whipple'schen Parallelfachwerksträger, den Whipple'schen Bogen-

Fig. 114.



Trentbrücke bei Newark. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

sehnenträger, bei welchem die Röhrenstücke an den Knotenpunkten durch Muffen verbunden wurden, an denen die verticalen und geneigten Gitterstäbe angebracht sind, und in Oesterreich bei einigen Herrmann'schen Bogensehnenträgern für Strassenbrücken.

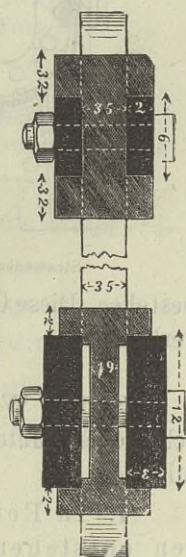
Bei der Trentbrücke bei Newark nimmt der Querschnitt von den Enden nach der Mitte hin successive zu; der äussere Durchmesser wächst von 343mm bis zu 457mm , die Wanddicke von 38mm bis zu 67mm , der Querschnitt von 370 bis zu 820cm^2 . Bei der Ohiobrücke bei Louisville hat die Röhre die constante Höhe von 356mm ; die Wanddicke hat nur geringe Abstufungen, sie beträgt nämlich $25,32$ und 38mm ; der Querschnitt einer Röhre beträgt 319 bis 433cm^2 .

4. Combinirte Gurte.

§. 55. **Neville'sche Gurte.** Bei den Neville'schen Trägern besteht der Ober- und Untergurt aus zwei aufrecht stehenden Flachschielen, zwischen denen von Knotenpunkt zu Knotenpunkt Gusseisenbarren eingelegt sind (Fig. 115). Beim gedrückten Obergurte tragen alle Theile in Folge ihrer Verbindung durch Schraubenbolzen, beim Untergurte dagegen nur die Schmiedeeisenschienen, da an den Stössen der Gusseisenbarren keine Fugendeckung vorgenommen ist. Im Obergurte sind daher die Schmiedeeisenschienen schwach gegen die Gusseisenbarren gehalten, während es im Untergurte umgekehrt ist. Im Untergurte sind die Gusseisenbarren nur zur bequemen Verbindung des Gitterwerkes mit dem Gurte, worüber wir später sprechen, angeordnet.

Bei dem Obergurte der Schifkorn'schen Brücken (Fig. 111) ist zwar ebenfalls Guss- und Schmiedeeisen angewendet; jedoch wirken hier nur die Gusseisentheile,

Fig. 115.

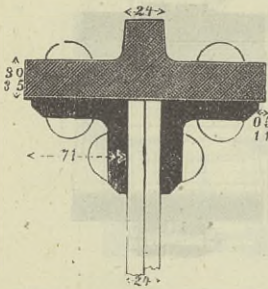


Brücke über die Sambre. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

wie schon in §. 53 bemerkt wurde, so dass diese Gurte nicht zu den combinirten Gurten zu rechnen sind.

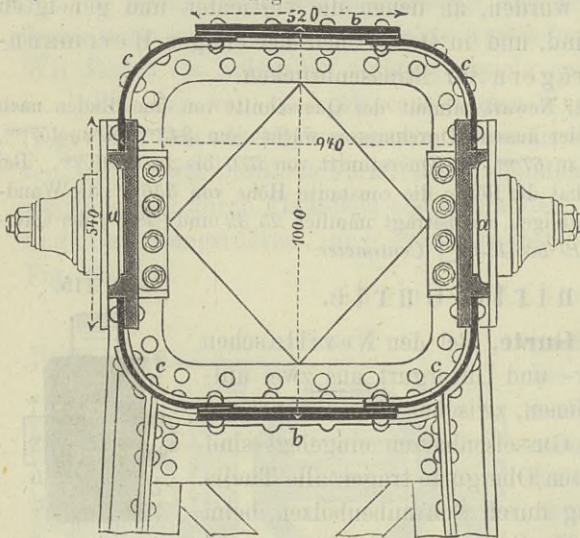
§. 56. **Vernietete Gurte.** Combinirte Gurte mit Vernietungen, ähnlich den Schmiedeeisengurten, sind nur äusserst wenig in Anwendung gekommen.

Fig. 116.

Sächsische Staatsbahnen.
 $\frac{1}{n}$ n. Gr.

Bei den sächsischen Staatsbahnen wurden bei kleineren Spannweiten im T-förmigen Obergurte statt der Lamellen flache Gusseisenbarren mit einer Mittelrippe (Fig. 116) aufgenietet. An den Stössen erhielten die bis zu $3,40^m$ -langen Barren Flanschen, zwischen welchen etwa 30^{mm} breite Schmiedeeisenkeile eingetrieben wurden, um ein vollständiges Uebertragen der Spannung von einem Gussstücke zum andern herbeizuführen. In ähnlicher Weise ist die Construction bei der Neckarbrücke bei Untertürkheim durchgeführt.

Fig. 117.

Strassenbrücke bei Charles-Street. — $\frac{1}{20}$ n. Gr.

Die einzelnen $4,58^m$ -langen Stücke sind hier durch Flanschen und Schrauben mit einander verbunden.

Bei einer von Fowler 1869 construirten Strassenbrücke der Londoner Metropolitan-Bahn bei Charles-Street finden wir einen rechteckigen Zellengurt mit abgerundeten Kanten (Fig. 117), dessen Seiten zur Vereinfachung der Verbindung mit dem Gitterwerke aus Gusseisenplatten a

bestehen. Diese Gussplatten sind unter sich durch Flanschen und Schrauben verbunden.

§. 57. **Werth der Combination.** Eine Combination von verschiedenen Materialien in demselben Gurte führt mehrere Nachteile mit sich:

1. In Folge der verschiedenen Ausdehnungscoefficienten entstehen bei Temperaturveränderungen Spannungen.

Die Elasticitätscoefficienten beider Theile seien E_1, E_2 , die Querschnittsflächen derselben F_1, F_2 , die Ausdehnungscoefficienten α_1, α_2 , die grösste Temperaturänderung gegen diejenige, bei welcher keine Spannung stattfindet, sei t , die relative Längenänderung beider Theile bei dieser Temperatur δ . Der eine Theil würde seine Länge für sich um $\alpha_1 t$, der andere um $\alpha_2 t$ ändern. Da sich aber der Verbindung wegen die Länge jedes Stabes um δ ändern muss, so sind die in beiden Stäben entstehenden Spannungen $S_1 = E_1 F_1 (\delta - \alpha_1 t)$, $S_2 = E_2 F_2 (\alpha_2 t - \delta)$. Da beide Spannungen des Gleichgewichtes wegen gleich sein müssen, so ist $E_1 F_1 (\delta - \alpha_1 t) = E_2 F_2 (\alpha_2 t - \delta)$, also

$$\delta = \frac{E_2 F_2 \alpha_2 - E_1 F_1 \alpha_1}{E_1 F_1 + E_2 F_2} t.$$

Dies in die Ausdrücke für S_1 und S_2 eingesetzt, giebt als Spannungen N_1, N_2 pro Flächeneinheit:

$$N_1 = \frac{S_1}{F_1} = \frac{E_1 E_2 F_2 (\alpha_2 - \alpha_1) t}{E_1 F_2 + E_2 F_2}, \quad N_2 = \frac{S_2}{F_2} = \frac{E_1 E_2 F_1 (\alpha_2 - \alpha_1) t}{E_1 F_1 - E_2 F_2}.$$

Setzt man $E_1 = 2 E_2, E_2 = 1010000, \alpha_1 = 0,00000118, \alpha_2 = 0,00000112$, so ergibt sich in Kilogrammen

$$N_1 = 48 \frac{F_2}{2 F_1 + F_2}, \quad N_2 = 48 \frac{F_1}{2 F_1 + F_2}.$$

Hiernach ergeben sich, wenn man als Sicherheitscoefficienten für Schmiedeeisen $K_1 = 700$, für Gusseisen $K_2 = 875$ Kilogr. pro \square^{cm} setzt, für N_1 und N_2 folgende Werthe:

$F_1 =$	0	0,5	1	2	∞	F_2
$N_1 =$	48,0	24,0	16,0	9,6	0	Kilogr.
$=$	0,069	0,034	0,023	0,014	0	K_1
$N_2 =$	0	12,0	16,0	19,2	48,0	Kilogr.
$=$	0	0,014	0,018	0,022	0,055	K_2

Hiernach kann die Spannung in Schmiedeeisen bis zu etwa 6 Procent, in Gusseisen bis zu etwa 5 Procent erhöht werden.

2. Wegen des verschiedenen Sicherheitscoefficienten und Elasticitätscoefficienten lässt sich nur das eine Material vollständig ausnutzen.

Wir bezeichnen die durch die Belastung entstehende Gesamtspannung mit S , die Spannung beider Theile mit S_1, S_2 . Die relativen Längenänderungen beider Theile sind $\frac{S_1}{E_1 F_1}$ und $\frac{S_2}{E_2 F_2}$; beide sind der Verbindung wegen gleich, also $S_1 E_2 F_2 = S_2 E_1 F_1$. Ausserdem ist $S_1 + S_2 = S$. Hieraus folgt:

$$S_1 = \frac{E_1 F_1 S}{E_1 F_1 + E_2 F_2}, \quad S_2 = \frac{E_2 F_2 S}{E_1 F_1 + E_2 F_2}.$$

Sind K_1, K_2 die Sicherheitscoefficienten und ist $K_1 < K_2$, so ist $K_1 F_1 = S_1$ oder $K_1 (E_1 F_1 + E_2 F_2) = E_1 S$, also

$$F_1 = \frac{S}{K_1} - \frac{E_2}{E_1} F_2.$$

Bezieht sich der Index 1 und 2 bezüglich auf Schmiede- und Gusseisen, so ist $E_1 = 2 E_2, K_2 = \frac{5}{4} K_1$; daher

$$F_1 = \frac{S}{K_1} - \frac{1}{2} F_2.$$

Nehmen wir die Kosten des Schmiedeeisens pro Volumeneinheit zu k , die des Gusseisens zu $\frac{1}{2} k$ an, so sind die Kosten eines Schmiedeeisengurtes pro Längeneinheit $= F_1 k = \frac{Sk}{K_1}$. Die Kosten des Gusseisengurtes wären $F_2 \frac{k}{2} = \frac{S}{K_2} \frac{k}{2} = \frac{2}{5} \frac{Sk}{K_1}$. Die Kosten des combinirten Gurtes sind $F_1 k + \frac{1}{2} F_2 k = \frac{Sk}{K_1} - \frac{1}{2} F_2 k + \frac{1}{2} F_2 k = \frac{Sk}{K_1}$. Würden die Kosten des Gusseisens $\frac{2}{3} k$ sein, so würden die Kosten des combinirten Gurtes $\frac{Sk}{K_1} + \frac{1}{6} F_2 k$. Die Kosten des combinirten Gurtes sind also gleich oder nahe gleich den Kosten des Schmiedeeisengurtes.

In Folge des Temperatureinflusses müssten die Querschnitte noch grösser angenommen werden und dann würde der combinirte Gurt noch theurer zu stehen kommen.

Ein pecuniärer Vortheil ist also mit der Combination nicht verbunden. Beachtet man ausserdem die Nachteile der Anwendung des Gusseisens zu Brücken überhaupt, so ergibt sich jedenfalls der Schluss, dass eine Combination von Schmiede- und Gusseisen in den Gurten unzweckmässig ist.

§. 58. **Wahl der Gurtform.** Bei der ziemlich grossen Menge der beschriebenen Gurtformen erscheint es zweckmässig, Einiges über die Wahl der Gurtform zu sagen, obwohl sich ganz bestimmte Regeln hierüber nicht geben lassen. Wir beschränken uns hier auf die für steife Knotenverbindungen (siehe VI. Kap.) bestimmten Schmiedeeisengurte.

Bei kleineren Spannweiten erscheint der dreifache T-Gurt im Allgemeinen als der rationellste, weil er sehr einfach und verbindungsfähig ist und bei genügender Steifigkeit eine starke Veränderlichkeit der Querschnittsfläche zulässt. Bei Trägern mit wenig variabler Gurtspannung ist der kreuzförmige Querschnitt eben so rationell.

Bei grösseren Spannweiten erscheint aus demselben Grunde der Doppel-T-Gurt im Allgemeinen als der rationellste. Bei Trägern mit wenig variabler Gurtspannung kann statt dessen auch der Doppel-E-Gurt oder eine ähnliche Form in Anwendung kommen.

Meist wird es zweckmässig sein, für Ober- und Untergurt die gleiche Form anzuwenden; jedoch kann für den Zugurt bei solider Wind-

verstrebung (worüber später) auch der Streifengurt Verwendung finden. Für continuirliche Träger, bei denen jeder Gurt zum Theil auf Zug, zum Theil auf Druck beansprucht wird, erscheint eine gleiche Form für beide Gurte unter allen Umständen zweckmässig.

IV. Kapitel.

Construction der Gitterstäbe.

§. 59. **Grundbedingungen.** Die Hauptgrundsätze, welche man bei der Construction der Gitterstäbe zu befolgen hat, sind:

1. Die Herstellung der Gitterstäbe muss möglichst leicht sein, die Construction also möglichst einfach.

2. Die Verbindung der Gitterstäbe mit den Gurten und unter sich muss möglichsteinfach sein oder die Verbindungsfähigkeit der Gitterstäbe muss eine möglichst grosse sein. Es eignen sich aus diesem Grunde für Constructions in Schmiedeeisen insbesondere Flacheisen, Winkeleisen, **T**-Eisen und **U**-Eisen.

3. Der Querschnitt der gedrückten Stäbe muss eine solche Form haben, dass die nöthige Sicherheit gegen Einknicken erzielt wird, ohne mehr Material verwenden zu müssen, als für das blosser Zerdrücken nöthig ist. Allerdings ist die Erfüllung dieser Bedingung nicht immer möglich, ohne anderweite Vortheile aufzugeben. Hierüber kann natürlich nur eine theoretische Untersuchung entscheiden, auf die wir im nächsten Kapitel eingehen werden.

4. Bei sehr grossen Querschnitten ist eine Zusammensetzung aus kleinen Theilen zweckmässig, da hierdurch Fehler, welche in einzelnen Stücken vorkommen können, mehr unschädlich gemacht werden; denn 1. ist nicht anzunehmen, dass die fehlerhaften Stellen in mehreren Theilen zusammenfallen, und 2. sind Fehler an schwächeren Theilen leichter zu entdecken.

5. Hinsichtlich der Befestigung der Gitterstäbe an den Gurten kann man eine einseitige oder symmetrische Befestigung unterscheiden. Im ersteren Falle werden die gedrückten Stäbe auf der einen, die gezogenen auf der anderen Seite befestigt; hierdurch aber tritt eine Verdrehung des Gurtes um seine Längsaxe und eine Biegung der Gitterstäbe ein. Bei Spannweiten, welche nur kleine Querschnitte der Gitterstäbe und geringe Breite derselben senkrecht zur Gitterwand fordern, ist indess diese Construction bei starrer Verbindung der Gitterstäbe mit den Gurten erfahrungsgemäss zulässig. Im Allgemeinen indess muss die symmetrische Befestigung als correcter bezeichnet werden!

Wir gehen nun dazu über, die hauptsächlichsten in Anwendung gekommenen Formen etwas näher zu besprechen. Das zu Sagende wird indess eine Ergänzung im nächsten Kapitel finden.

1. Gitterstäbe aus Schmiedeeisen.

§. 60. **Rechteckiges und Rundeisen.** Sowohl der rechteckige als der kreisförmige Querschnitt eignen sich nur für gezogene Stäbe, da man die Länge gegen die Dicke nur sehr klein wählen könnte, ohne gegen die Bedingung Nr. 3 zu verstossen.

Der rechteckige Querschnitt wurde nur bei den Neville'schen Brücken angewendet, und zwar fälschlicher Weise sowohl für die gezogenen, als für die gedrückten Stäbe. Man ist hier mit der Breite (in der Ebene der Gitterwand) bis zu 90^{mm} , mit der Dicke bis zu 50^{mm} gegangen.

Das Rundeisen (franz. *le fer rond*, engl. *the round-iron*) ist in Nordamerika in ausgedehnter Anwendung; wir finden es hier bei Whipple'schen, Howe'schen, Linville'schen und Post'schen Brücken zu den gezogenen Gitterstäben bis zu Dicken von 50^{mm} verwendet. Ausserdem wurde es bei den Schifkorn'schen Brücken in Oesterreich für die verticalen Zugstangen verwendet. Bei letzteren Brücken schwanken die Dicken zwischen 24 und 46^{mm} . Bei den neueren Brücken (der böhmischen Nordbahn) hat man die Spannstangen aus Bessemer-Stahl hergestellt. Ebenso hat man bei der Reconstruction einiger älterer Brücken die zu schwach befundenen Stangen durch Stahlstangen ersetzt, da die übrigen Theile eine grössere Dicke nicht zuliessen.

Das Anspannen der Rundeisen geschieht in der Regel mittels Schrauben und zwar sind entweder an einem oder beiden Enden Gewinde angeschnitten, oder der Stab besteht aus zwei Theilen, welche durch ein Schloss mit einem oder zwei entgegengesetzten Schraubengewinden verbunden werden.

§. 61. **Flacheisen.** Das Flacheisen (franz. *le fer plat*, *le fer mètreplat*, engl. *the flat-iron*) fand zumeist Verwendung bei dem dem Townschen Systeme nachgebildeten sogenannten Flacheisen- oder engmaschigen Systeme und zwar fälschlicher Weise sowohl für die gezogenen, als für die gedrückten Stäbe, was bereits im §. 21 erörtert wurde. Man ging hier mit der Breite bis zu 130^{mm} und mit der Dicke bis zu 25^{mm} .

Jetzt findet das Flacheisen nur noch eine ausgedehnte Anwendung für die gezogenen Stäbe bei allen Systemen. Man geht hier mit der Breite sogar bis zu 750^{mm} , mit der Dicke bis zu etwa 20^{mm} , selten bis 30^{mm} und mit der Länge bis zu etwa 11^m . In England findet

Fig. 118.



Leckbrücke bei Kulenburg. $\frac{1}{4}$ n. Gr.

man indess Dicken bis zu 80^{mm} . Noch grössere Längen als 11^{m} kommen nur sehr selten vor, und dann erscheint es zweckmässig, eine Kuppelung durch Laschenbleche vorzunehmen (z. B. Leckbrücke bei Kuilenburg).

Anstatt einen möglichst grossen Querschnitt durch eine zu grosse Breite und zu grosse Dicke zu erzielen, kann man, wie dies sehr häufig geschehen ist, zwei Flacheisen übereinander legen, wobei meistens beide Flacheisen auf verschiedenen Seiten des Stehbleches befestigt werden, so dass zwischen beiden ein Zwischenraum verbleibt, oder man kann mehrere Flacheisen nebeneinander legen (z. B. Jumna-Brücke), oder endlich, man kann eine Trennung der Breite und Dicke nach vornehmen (z. B. Leckbrücke bei Kuilenburg, Fig. 118).

Da man jetzt das Flacheisen in allen Dimensionen haben kann, so kann man für die Gitterstäbe eine grosse Veränderlichkeit des Querschnittes annehmen; es wird indess genügen, die Dicke von 1 zu 1 *Millimeter*, die Breite von 10 zu 10 *Millimeter* fortschreiten zu lassen.

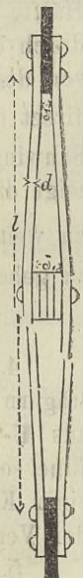
Die Flacheisen haben allerdings den Nachtheil, dass sie durch Erschütterungen leicht in Schwingungen gerathen, was namentlich auf eine Lockerung der Endbefestigungen hinwirkt. Als Mittel hiergegen lässt sich, ausser einer Verbindung der sich kreuzenden Stäbe an den Kreuzungsstellen, anführen:

1. Wenn mehrere Flacheisen unmittelbar über einander liegen, so verbindet man sie durch weitgestellte Niete, so dass sich alle Flacheisen in Beziehung auf Durchbiegung wie ein einziger Stab verhalten.

2. Wenn zwischen den beiden über einander liegenden Fig. 119. Stäben ein Zwischenraum ist, so legt man in bestimmten Entfernungen schmale, etwa 50 bis 60^{mm} breite Blechstreifen oder einzelne Guss- oder schmiedeeiserne Stehbolzen ein, durch welche die Niete hindurch gehen.

3. Man hat auch in der Mitte der Stäbe mehrere derartige Blechstücke eingetrieben, so dass die Entfernung der Flacheisen in der Mitte eine grössere wird, als an den Enden (Fig. 119), wodurch allerdings die Steifigkeit wesentlich erhöht wird. Auch kann der Fall eintreten, dass beide Flacheisen in Folge der Arbeitsmängel, insbesondere durch schwache Verbiegungen, ungleich gespannt werden: jedenfalls tritt durch das erwähnte Mittel eine gleichmässige Spannung ein.

Hierdurch wird indess die Spannung der Flacheisen erhöht. Bezeichnen wir die grösste Spannung pro Flächeneinheit mit K_1 , die Fläche und das Trägheitsmoment eines Flacheisenquerschnittes mit F und W , den Abstand der gespanntesten Faser vom Schwerpunkte mit e , die Spannung eines Flacheisens mit P , die normale Kraft, mit welcher das Flacheisen ausgebogen wird, mit G und



den Elasticitätscoefficienten mit E , so ist (nach des Verfassers „Lehre von Elasticität und Festigkeit“, Seite 175, Formel 81):

$$K_1 = \frac{P}{F} + \frac{Gc}{2} \sqrt{\frac{E}{PW}}.$$

Wird jedes Flacheisen um c ausgebogen, so ist bei der Länge l des Stabes (ebendasselbst, Formel 75):

$$c = \frac{G}{4P} \left(l - 2 \sqrt{\frac{EW}{P}} \right).$$

Die Elimination von G aus beiden Formeln giebt:

$$K_1 = \frac{P}{F} + \frac{2Pce\sqrt{E}}{\sqrt{PW} - 2W\sqrt{E}}.$$

Bezeichnet man die Breite des Flacheisens mit b , die Dicke mit d , so ist $F = bd$, $W = \frac{1}{12}bd^3$; setzt man ausserdem $P = Kbd$, $E = 2040000$, $K = 750$ Kilogr. pro \square^{cm} , so wird

$$\frac{K_1}{K} = 1 + \frac{6c\sqrt{E}}{l\sqrt{3K} - d\sqrt{E}} = 1 + \frac{180c}{l - 30d}.$$

Hierbei wurde vorausgesetzt, dass die Enden nicht eingespannt seien. Sind dieselben aber, was meist der Fall sein wird, als eingespannt anzusehen, so ergibt sich in gleicher Weise (dasselbe Werk, §. 188, Seite 177):

$$\frac{K_1}{K} = 1 + \frac{6c\sqrt{E}}{l\sqrt{3K} - 2d\sqrt{E}} = 1 + \frac{180c}{l - 60d}.$$

Der Verfasser fand an einer Brücke $l = 3000^{mm}$, $d = 11^{mm}$ bis 16^{mm} , $c = 17,5^{mm}$ bis $9,0^{mm}$; hiernach ergibt sich $K_1 = 2,34 K$ bis $1,76 K$, also im Mittel $K_1 = 2 K$. Hieraus ist indess nicht zu schliessen, dass die Hälfte der nöthigen Sicherheit vorhanden gewesen ist; denn wenn sich P durch den Einfluss der Stösse u. s. w. vergrössert, so vergrössert sich der von der Ausbiegung herrührende Theil in viel geringerem Maasse, als der direct dem P proportionale Theil $\frac{P}{F}$, und ausserdem wird die durch das Schwingen der Stäbe erzeugte Spannung bedeutend herabgemindert. Jedoch zeigt die Formel, dass man mit der Vergrösserung der Spannung leicht zu weit gehen kann. Es erscheint nicht rathsam, mit $\frac{K_1}{K}$ weiter als 1,5 zu gehen. Alsdann würde $0,5(l - 60d) = 180c$ oder

$$c = \frac{l - 60d}{360}.$$

4. Bei grösserem Abstände der Flacheisen in den sogen. Doppelträgern kann man an einigen Stellen eine Verbindung durch Diaphragmen aus U- oder I-Eisen, oder aus Blech- und Winkeleisen vornehmen. Eine solche Verbindung in der Mitte der Stäbe wird wohl genügen; bei einer Kreuzung mit einem gedrückten Stabe vertritt dieser die Stelle der Verbindung.

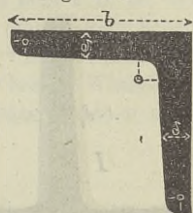
5. Um bei starren Knotenverbindungen die Theile zum gleichmässigen Tragen zu bringen, ist es zweckmässig, den Zugbändern bereits

bei der Aufstellung eine geringe Spannung zu geben (vergl. §. 29). Man bewirkt diese meist dadurch, dass man nach Befestigung eines Endes im anderen Ende ein Loch oder mehrere derselben bohrt und zwar im Gurte und Zugbande ein wenig gegen einander versetzt. Durch das Eintreiben eines etwas konischen Dornes lässt sich hierdurch das Zugband etwas strecken.

Das Flacheisen lässt sich auch zu denjenigen Zugstäben in der Mitte der Träger anwenden, welche zeitweilig in geringem Maasse auf Druck beansprucht werden können. Nur ist alsdann eine Versteifung durch Aufnieten eines Winkeleisens nothwendig.

§. 62. **Das Winkeleisen.** Bei vielen Brücken besteht jeder Gitterstab aus einem Winkeleisen (franz. *la cornière, le fer en L*, engl. *the angle-iron*). Namentlich ist diese Construction von französischen Brückenconstructeuren verwendet worden, und zwar meist sowohl für die gedrückten, als für die gezogenen Stäbe. Man findet gleichschenklige Winkeleisen (Fig. 120) bis zu 100^{mm} Schenkelbreite und ungleichschenklige Winkeleisen bis zu 100 und 140^{mm} Schenkelbreite und bis zu 17^{mm} Dicke.

Fig. 120.



In Beziehung auf die Verbindungsfähigkeit ist das Winkeleisen ganz zweckmässig. Indess eignet es sich nur für kleine Spannweiten.

Nimmt man den grössten vollen Querschnitt zu $38 \square^{\text{cm}}$ an, so sind die grössten zulässigen Spannweiten für Parallelträger in Metern für verschiedene Theilungszahlen n etwa folgende:

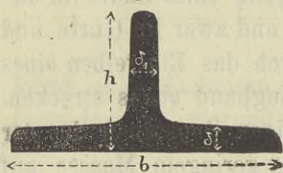
$n =$	Für geneigte Stäbe				Für verticale Stäbe			
	2	4	6	8	2	4	6	8
2 Träger für 1 Geleis	18	37	53	68	12	26	42	55
2 Träger für 2 Geleise	6	18	37	53	4	12	26	42

Durch Aufnieten eines Flacheisens lassen sich noch grössere Querschnittsflächen erzeugen.

§. 63. **Der T-förmige Querschnitt für einseitige Befestigung.** Der T-förmige Querschnitt ist jetzt für kleinere und mittlere Spannweiten die üblichste Form. Er empfiehlt sich durch die Verbindungsfähigkeit und Steifigkeit der Stäbe. Vor dem Winkeleisen hat er den Vorzug, dass er eine rationellere Verbindung mit den Gurten gestattet, in Folge seiner Symmetrie der Brücke ein hübsches Aussehen verleiht und grössere Querschnittsflächen zulässt. Dass man hierbei entweder nur die gedrückten Stäbe mit T-förmigem Querschnitte, die gezogenen aus Flacheisen oder beide Scharen mit T-förmigem Querschnitte construiren kann, ist bereits in §. 22 erwähnt, woselbst auch ein Vergleich beider Systeme angestellt ist. Die verschiedenen Formen, in welchen der T-förmige Querschnitt in Verwendung kommen kann, sind folgende:

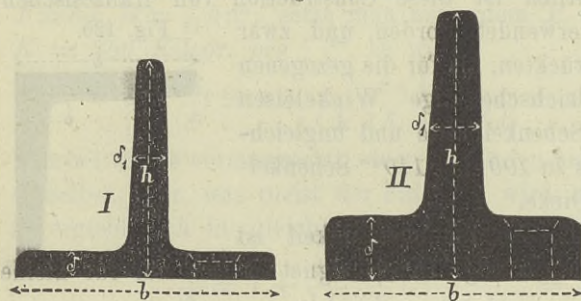
1. **Gewalztes T-Eisen** (franz. *le fer en T*, engl. *the T-iron*). Man

Fig. 121.



findet dasselbe in verschiedenen Formen vielfach angewendet; theils mit geringer Höhe der Mittelrippe (Fig. 121), theils mit grösserer Höhe derselben (Fig. 122) u. s. w. Man findet die Breite bis zu 160^{mm} , die Höhe bis zu 140^{mm} , die Dicke bis zu 30^{mm} ausgeführt. Als grösste Gesamtquerschnittsfläche kann etwa $75 \square^{cm}$ angesehen werden. Mehr als vier Kaliber findet man bei derselben Brücke gewöhnlich nicht; hierbei würden sich etwa je zwei oder drei Kaliber mit derselben Walze herstellen lassen.

Fig. 122.

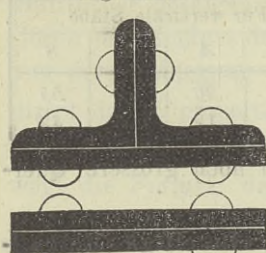


Moselbrücke bei Coblenz. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Reicht das stärkste Kaliber nicht aus, so kann man noch einen grösseren Querschnitt durch Aufnieten eines Flacheisens von 10 bis 20^{mm} Dicke erzielen, so dass sich hierdurch Gesamt-Querschnittsflächen bis zu etwa $95 \square^{cm}$ erzielen lassen.

2. **Zusammensetzung aus zwei Winkeleisen.** Man erreicht hierdurch den Vortheil, dass keine besonderen T-Eisen nöthig und Fehler in einem

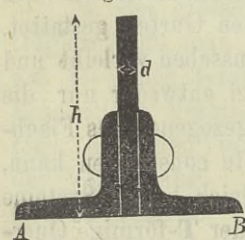
Fig. 123.



Normalien der österreichischen Südbahn. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

Theile weniger schädlich werden. Durch Anwendung verschiedener Kaliber von Winkeleisen und durch Aufnieten von keinem, einem oder zwei Flacheisen von gleicher oder grösserer Breite, als die der beiden Winkeleisen (Fig. 123), lassen sich sehr verschiedene Querschnittsflächen erzielen.

Fig. 124.



Normalien der österr. Kronprinz Rudolphbahn. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

Schaltet man auch noch zwischen beiden Winkeleisen ein Flacheisen ein (Fig. 124), so lässt sich dadurch nicht nur der Querschnitt noch mehr vergrössern und eine noch grössere Mannigfaltigkeit der Querschnittsflächen mit wenigen Walzeisensorten erzielen, sondern auch der Querschnitt in Beziehung auf Knickfestigkeit dem vorhandenen Drucke leichter anpassen. Es muss daher diese Construction für mittel-grosse Spannweiten bis zu etwa 50 Meter als eine ganz rationelle bezeichnet werden. Mit der ganzen Querschnittsfläche kann man hierbei bis zu etwa $120 \square^{cm}$ gehen.

Die grössten zulässigen Spannweiten in Metern ergeben sich etwa folgendermassen:

n —		Für geneigte Stäbe			Für verticale Stäbe		
		2	4	6	2	4	6
Aus T -Eisen	2 Träger für 1 Geleis	46	78	106	35	67	92
	2 Träger für 2 Geleise	24	46	78	18	35	67
Aus Winkel- und Flacheisen	2 Träger für 1 Geleis	58	97	118	42	85	98
	2 Träger für 2 Geleise	33	58	97	22	42	75

Hierbei ist allerdings vorausgesetzt, dass für die genügende Sicherheit der gedrückten Stäbe gegen Einknicken gesorgt ist.

Beispiele. Bei der Moselbrücke in Coblenz finden sich beispielsweise 4 Kaliber, von denen je 2 mit einem Walzenpaare hergestellt sind; für die eine Walze ist $b = 131^{mm}$, $\delta_1 = 16^{mm}$, $h - \delta = 98^{mm}$, $\delta = 10$ und 23^{mm} ; für die andere Walze ist $b = 131$, $\delta_1 = 26^{mm}$, $h - \delta = 105^{mm}$, $\delta = 20$ und 29^{mm} . Fig. 123 stellt das schwächste und stärkste Kaliber dar.

Die Zusammensetzung aus Winkeleisen und Lamellen findet man z. B. bei den Normalien der österr. Südbahn (Fig. 123). Die Winkeleisen haben 60, 80 und 100^{cm} Schenkelbreite, 8 bis 15^{mm} Dicke; die Lamellen haben 160, 200 und 250^{mm} Breite. 8 bis 15^{mm} Dicke; das Mittelblech, welches nur in Verbindung mit den 100^{mm} breiten Winkeleisen angewendet ist, ist 150^{mm} breit, 10 und 12^{mm} dick. Die gezogenen Stäbe bestehen meist aus 1 bis 4 Flacheisen von 160 bis 250^{mm} Breite (Fig. 123).

§. 64. U-förmiger Querschnitt. Der U-förmige Querschnitt, welcher derart in Anwendung kommt, dass die Mittelrippe in der Ebene der Wand liegt, die Seitenrippen also senkrecht

auf der Wand stehen, bietet ebenfalls den Vortheil grosser Verbindungsfähigkeit. Ueberall ist gewalztes U-Eisen (franz. *le fer en U*, engl. *the U-iron*) in Verwendung gekommen (Fig. 125). Mit der Breite ist man bis zu 250^{mm} , mit der Höhe nur bis zu 90^{mm} , mit der Dicke bis zu 22^{mm} gegangen. Als grösster Gesamtquerschnitt ist etwa $80 \square^{cm}$ anzunehmen. Hauptsächlich ist diese Construction von französischen Constructeuren in Anwendung gekommen.

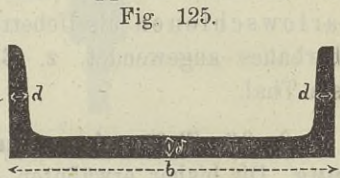


Fig. 125.

Man kann zwar mit dem U-Eisen noch bis zu grösseren Breiten und daher auch grösseren Querschnittsflächen gehen, als mit dem T-Eisen; jedoch gestattet der Walzprozess keine so grossen Höhen und steht daher das U-Eisen in Hinsicht auf die Sicherheit gegen Einknicken dem T-Eisen nach.

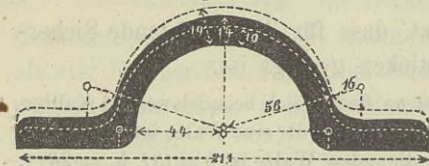
Eine Zusammensetzung aus einem Flacheisen und zwei Winkeleisen ist nur ausnahmsweise für die grössten Querschnitte angewendet worden

Beispiele. Bei der Saanebrücke bei Freiburg (Fig. 124) ist nur eine Sorte von U-Eisen mit 170^{mm} Breite, 70^{mm} Höhe und 22^{mm} Dicke angewendet. — Beim Iglawaviaduct bei Eibenschütz in der österr. Staatsbahn findet man 2 Kaliber von 175^{mm} und 250^{mm} Breite, 67 und 86^{mm} Höhe, 15 und 16^{mm} Dicke und ausserdem unmittelbar über den Mittelpfeilern 300^{mm} breite Streben aus einem Flacheisen und zwei Winkeleisen. — Bei der Schwarzawabrücke und dem Obrawaviaduct in derselben Bahn ist eine gleiche

Construction angewendet. Die gezogenen Stäbe bestehen überall aus einem oder zwei Flacheisen von gleicher Breite. Diese vier Brücken wurden in Frankreich construiert, woselbst sich Brücken von gleicher Construction in grösserer Menge finden, iusbesonders auf der Orleansbahn.

§. 65. **Ω-förmiger Querschnitt.** Von Ruppert wurden zuerst bei einer Brücke in Bruchsal zu den Gitterstäben alte Eisenbahnschienen

Fig. 126.



Brücken über die Gran und Eipel in Ungarn.
 $\frac{1}{4}$ n. Gr.

und zwar Brückenschienen verwendet, die sich hierzu ihrer Verbindungsfähigkeit wegen ganz gut eignen.

Später hat Ruppert eigens hierzu gewalzte Eisen in etwas zweckmässigerer Form als sogen. Ω-Eisen verwendet (Fig. 126). Dieselben bieten

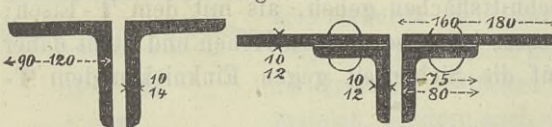
gegenüber den vorigen Formen zwei Vortheile: 1. Ein verschiedener Querschnitt lässt sich auf demselben Walzenpaare leicht durch eine Veränderung des Abstandes der Walzen erzeugen. Beim T-förmigen Querschnitt ist dies zwar auch möglich, jedoch nicht in so hohem Maasse; nur das U-Eisen steht in dieser Hinsicht wohl dem Ω-Eisen gleich. 2. Das Ω-Eisen gewährt ein hübscheres und kräftigeres Aussehen, insbesondere in Folge der Schattenwirkung, welche beide Seiten des Ω-Eisens bieten.

In Frankreich hat man auch die ähnlich den Ω-Eisen geformten Barlowschienen als Ueberreste eines missglückten eisernen Eisenbahn-Oberbaues angewendet. z. B. bei der Brücke der Südbahn über das Ossa-Thal.

§. 66. **T-förmiger Querschnitt mit symmetrischer Befestigung.** Die bisher erwähnten Formen von Stäben aus Formeisen sind zur einseitigen Befestigung an die Gurte bestimmt. Die Mängel dieser Befestigungsweise wurden bereits in §. 58 hervorgehoben. Indem wir nun

zur Besprechung der für eine symmetrische Befestigung bestimmten Stäbe übergehen, erwähnen wir zunächst den T-förmigen Querschnitt mit in der Ebene der Gitterwand liegender Mittelrippe. Diese Form findet

Fig. 127.



Strassenbrücke über die Donau bei Vilsofen. - $\frac{1}{4}$ n. Gr.

man indess nur wenig; besonders ist sie von Gerber bei bairischen Brücken in Anwendung gekommen. Die gedrückten Stäbe bestehen aus zwei an einzelnen Stellen mit einander verbundenen Theilen, zwischen denen die gezogenen Flacheisenstäbe hindurch gehen (Fig. 127); jeder dieser Theile besteht aus einem Winkeleisen oder einem Winkel- und Flacheisen.

§. 67. **Kreuzförmiger Querschnitt.** Der kreuzförmige Querschnitt ist für grössere Spannweiten (mit Ausnahme der sehr grossen) wohl die

geeignetste für die gedrückten Stäbe. Er bietet eine ebenso bequeme Befestigungsweise wie der **T**- und **U**-förmige Querschnitt, indess die Möglichkeit einer wesentlich grösseren Querschnittsfläche bei grosser Sicherheit gegen Einknicken nach allen Richtungen. Er ist auch für kleinere Spannweiten angewendet worden, obwohl er sich hier wohl weniger eignet, als der **T**-förmige Querschnitt.

Fig. 128.



Die specielle Construction der Streben ist Howe'sche Brücke in Amerika. $\frac{1}{4}$ n. Gr. sehr verschieden:

1. Aus dem Ganzen gewalzte Stäbe sind fast gar nicht in Anwendung gekommen, da die Verbindung mit den Gurten Schwierigkeiten bietet und eine Kreuzung mit den aus Flacheisen bestehenden Zugstäben

Fig. 129.

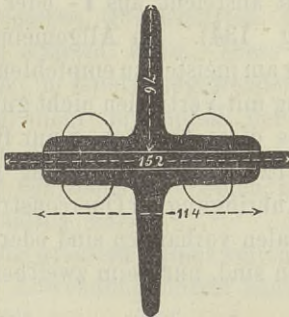
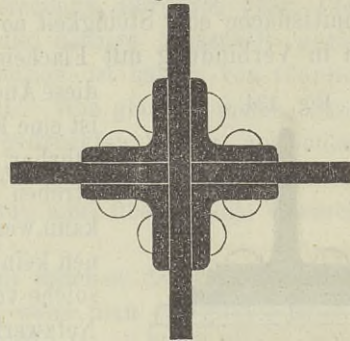
Taptée-Viaduct. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

Fig. 130.

Cromlin-Viaduct. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

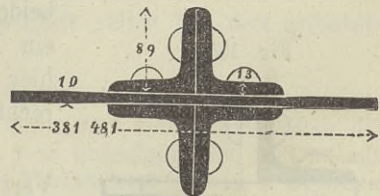
nicht gut möglich ist. Wir finden ihn nur bei den Howe'schen Brücken in Amerika (Fig. 128 und Fig. 54, Seite 53), wo die oben ausgesprochenen Bedenken in Wegfall kommen und dieser Querschnitt allerdings der geeignetste ist.

2. Eine Zusammensetzung aus vier Winkeleisen allein oder aus Flacheisen und zwei **T**-Eisen (Fig. 129) oder aus ein oder drei Flacheisen und vier Winkeleisen (Fig. 130 und 131), erleichtert zwar die Verbindung mit den Gurten, gestattet aber ebenfalls keine

Kreuzung mit Flacheisen, ohne eine schwierige Kröpfung vornehmen zu müssen. Wir finden daher diese Construction nur angewendet bei den Warren-Trägern wo keine Kreuzung stattfindet (Fig. 37, Seite 39) und beim Doppelfachwerke (§. 27) zu den Verticalen, welche hier ebenfalls von den Diagonalen oft nicht gekreuzt werden.

3. Zweitheilige Stäbe. Wenn man den Stab aus zwei Theilen zusammensetzt, welche eine geringe Entfernung von einander haben, so

Fig. 131.

Weserbrücke in Bremen. — $\frac{1}{5}$ n. Gr.

entsteht die Möglichkeit einer Kreuzung mit den aus Flacheisen bestehenden Zugstäben. Man kann hierbei jeden der beiden Theile ganz in derselben Weise bilden, wie dies für den T-förmigen Querschnitt angegeben wurde, also z. B. aus blossem T-Eisen oder aus zwei Winkeleisen (Fig. 132) oder, auch wenn dies in

Fig. 132.

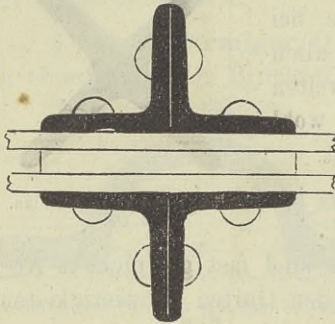
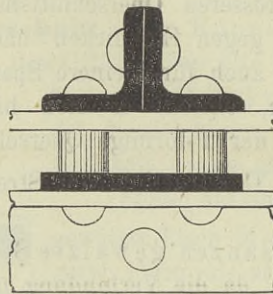


Fig. 133.

Thayabrücke bei Znaim. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Hinsicht auf die notwendige Querschnittsfläche oder Steifigkeit noch nicht ausreicht, aus T- oder Winkeleisen in Verbindung mit Flacheisen (Fig. 134). Im Allgemeinen ist diese Anordnung am meisten zu empfehlen. Nur ist eine Kreuzung mit Verticalen nicht gut ausführbar, so dass diese Anordnung nur für die Streben des Netzwerkes Anwendung finden kann, wenn zur Anbringung der Querconstructionen keine Verticalen vorhanden sind oder, falls solche vorhanden sind, nur beim zweitheiligen Netzwerke.

Fig. 134.

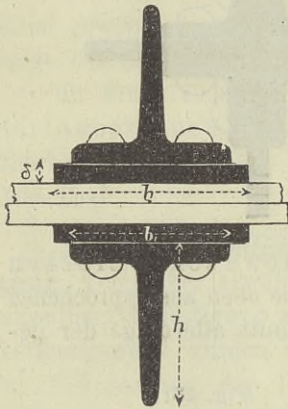
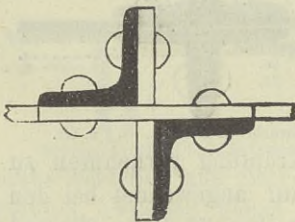


Fig. 135.

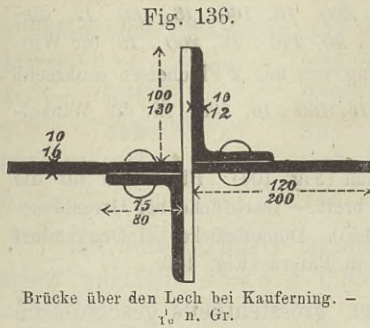
Donaubrücke bei Passau. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Um für diejenigen Stäbe in der Mitte der Träger, welche gleichzeitig auf Zug und Druck beansprucht werden, eine Kreuzung leicht durchführen zu können, sind für diese Stäbe auf der österr. Nordwestbahn statt der beiden Winkeleisen auf der einen Seite nur ein Flacheisen angewendet (Fig. 133), was hier der kleinen Querschnittsfläche wegen recht wohl zulässig erscheint.

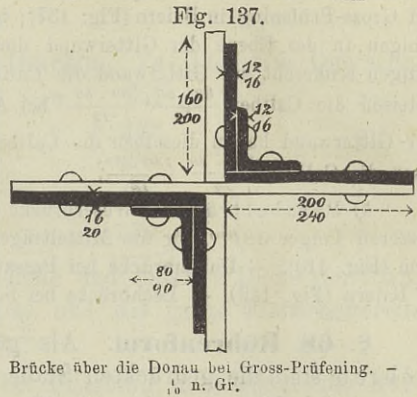
4. Viertheilige Stäbe. Wenn die Verticalen gleichzeitig zur Anbringung von Querconstructionen dienen sollen, so ist es zweckmässig, auch eine Trennung in der anderen Richtung vorzunehmen. Man wird daher im Allgemeinen eine Zusammensetzung aus vier Winkeleisen (Fig. 143) wählen. Eine Hinzufügung von Lamellen ist nöthigenfalls leicht möglich.

5. Man kann den kreuzförmigeren Querschnitt auch aus zwei über Eck angeordneten Winkeleisen bilden und auf die Schenkel derselben,

nöthigenfalls noch 2 oder 4 Flacheisen nieten (Fig. 135 bis 137). Dies bietet den Vortheil, dass man auch für kleinere Querschnitte bis zu $10 \square \text{Cen}$ -



Brücke über den Lech bei Kaufering. —
10 n. Gr.



Brücke über die Donau bei Gross-Prüfening. —
10 n. Gr.

timeter herab den kreuzförmigen Querschnitt anwenden (Fig. 134) und bei grösseren Querschnitten leicht die nöthige Sicherheit gegen Einknicken erzielen kann. Diese Construction ist häufig von Gerber bei Brücken in Baiern angewendet worden. Wir glauben indess, dass man dieselbe nicht principiell bei allen gedrückten Stäben anwenden soll, sondern nur dann, wenn bei Anwendung von 4 Winkeleisen zur Erzielung der Sicherheit gegen Einknicken eine übermässige Querschnittsfläche nöthig wäre.

Die grössten Spannweiten, bis zu welchen der kreuzförmige Querschnitt Anwendung finden kann, sind, wenn man die grösste aller Querschnittsflächen zu $175 \square \text{cm}$ annimmt, für Parallelträger etwa folgende:

$n =$	Für geneigte Stäbe			Für verticale Stäbe		
	1	2	4	1	2	4
1 Geleis für 2 Träger	47	78	120	32	59	98
2 Geleise für 2 Träger	22	47	78	14	32	59

Bei Parabelträgern ist dieser Querschnitt selbst bei den grössten Spannweiten anwendbar.

Beispiele. a) Parallelträger: Crumlin-Viaduct (Fig. 130). Die Winkeleisen sind 64^{mm} breit, $9,5^{\text{mm}}$ dick; die Flacheisen stehen 64^{mm} weit vor und haben die Dicken 16^{mm} , $1,3^{\text{cm}}$, 10^{mm} und 6^{mm} , so dass der volle Querschnitt von $127 \square \text{cm}$ auf $78 \square \text{cm}$ abnimmt. — Taptee-Viaduct (Fig. 129). — Flackenseebrücke; vier Winkeleisen (ähnlich wie in Fig. 132) von $\frac{78 \cdot 78}{10}$ und $\frac{65 \cdot 65}{10}$ mit 58 und $48 \square \text{cm}$ Querschnitt. — Brücken der Schwarzwaldbahn in Württemberg; zwei T-Eisen. — Brücken der österr. Nordwestbahn; 4 Winkeleisen und 2 senkrecht zur Gitterwandebene stehende Flacheisen, 4 Winkeleisen (Fig. 132), 2 Winkeleisen und 1 Flacheisen (Fig. 133); Winkeleisenkaliber $\frac{75 \cdot 75}{8}$ bis $\frac{120 \cdot 120}{12}$. — Donaubrücke bei Mauthausen; Verticalen aus 4 Winkeleisen und 2 oder 4 Flacheisen. — Brücke über den Lech bei Kaufering in Baiern (Fig. 136); die aus Winkeleisen und Flacheisen bestehenden Stäbe haben Winkeleisen von $\frac{130 \cdot 80}{12}$, $\frac{130 \cdot 80}{10}$, $\frac{160 \cdot 75}{13}$, $\frac{100 \cdot 75}{10}$ und Flacheisen von $200 \cdot 14$, $160 \cdot 16$,

160 . 14, 160 . 12, 120 . 16, 120 . 12, 120 . 10; die aus blossen Winkeleisen bestehenden Stäbe haben die Caliber $\frac{130 \cdot 80}{12}$, $\frac{130 \cdot 80}{10}$, $\frac{100 \cdot 75}{10}$. — Brücke über die Donau bei Gross-Prüfening in Baiern (Fig. 137); bei Anwendung von 4 Flacheisen haben diejenigen in der Ebene der Gitterwand die Caliber 200 . 16, 160 . 16, 160 . 12, diejenigen senkrecht zur Gitterwand die Caliber 240 . 20, 240 . 16, 200 . 16, die Winkeleisen die Caliber $\frac{90 \cdot 90}{16}$, $\frac{80 \cdot 80}{12}$; bei Anwendung von nur 2 Flacheisen senkrecht zur Gitterwand haben dieselben die Caliber 200 . 16, 160 . 16, 120 . 12, die Winkeleisen die Caliber $\frac{130 \cdot 80}{16}$, $\frac{130 \cdot 80}{12}$.

b) Parabelträger. Weserbrücke in Bremen (Fig. 104). Flacheisen für die äusseren Träger 381^{mm}, für die Mittelträger 483^{mm} breit. — Isarbrücke bei Grosshesselohe (Fig. 110). — Donaubrücke bei Passau (Fig. 135). Donaubrücke bei Deggen Dorf in Baiern (Fig. 143). — Lechbrücke bei Schangau in Baiern (Fig. 143).

§. 68. Röhrenform. Als ganz oder grösstentheils geschlossene Röhren sind die gedrückten Stäbe in neuerer Zeit mehrfach construirt worden, insbesondere in Amerika.

Bei uns wurden röhrenförmige Druckstäbe aus Quadranteisen zuerst von Köstlin und Battig bei der im Jahre 1868 erbauten Donau canalbrücke der österr. Staatsbahn bei Wien angewendet (Fig. 138). Der innere Radius der Quadranteisen beträgt hier 120^{mm}, die Wanddicke 10 bis 16^{mm}, die ganze Querschnittsfläche 200 bis 360 □ Centimeter. Jedenfalls ist diese Form eine ganz geeignete; sie bietet bei grosser Steifigkeit ein gefälliges Aussehen und die Möglichkeit einer Kreuzung mit Flacheisen (Fig. 138). Zu einer ausgiebigen Veränderlichkeit der Querschnittsfläche wird es allerdings nothwendig, nicht nur die Wanddicke, sondern auch den Durchmesser zu ändern.

Fig. 138.

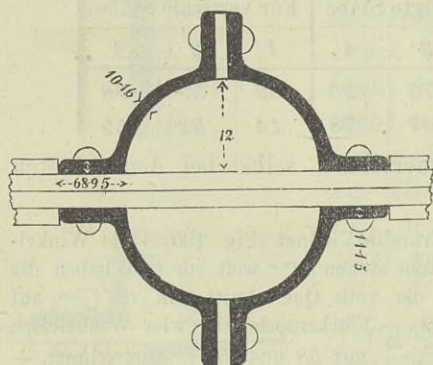
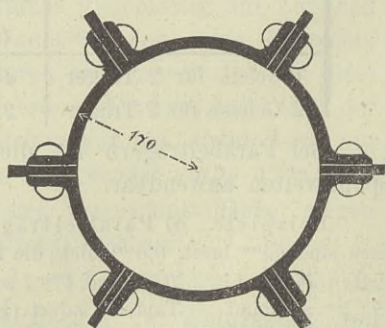
Donau canal-Brücke bei Wien. — $\frac{1}{6}$ n. Gr.

Fig. 139.

Ohio-Brücke bei Louisville. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

In Amerika ist diese Röhrenform etwa seit dem Jahre 1860 vielfach in Anwendung gekommen. Dasselbst besitzt das Hüttenwerk Phönix bei Philadelphia ein Privilegium auf diese Form. Die Zusammensetzung erfolgt je nach der Querschnittsfläche aus 4, 6 oder 8 Theilen, also aus Quadrant-, Sextant- oder Octant-Eisen, zwischen deren Flanschen auch wohl noch Flacheisen genietet werden (Fig. 139). Bei den grossen

Oeffnungen der Brücke über den Ohio bei Louisville ist diese Form zu den Streben und secundären Verticalen verwendet; die 6 angewendeten Querschnitte sind:

4	Theile ohne	Flacheisen,	137	Millim.	Durchm.,	74	Centim.	Querschn.
4	"	"	203	"	"	151	"	"
4	"	mit	203	"	"	227	"	"
6	"	ohne	305	"	"	387	"	"
6	"	mit	343	"	"	593	"	"
8	"	"	445	"	"	774	"	"

Bei dem Radius r ist die Wanddicke und mittlere Dicke der Flanschen ungefähr $\delta = 5 + 0,03 r$ Millim. und die ganze Flanschenbreite $= 5,7 \delta$.

Von dem Hüttenwerke Union bei Pittsburg in Nordamerika wurden Röhren aus 4 Theilen zusammengesetzt, welche sich von den eben besprochenen nur durch den achteckigen Querschnitt unterscheiden (Fig. 140). Namentlich sind diese Röhren als Verticalen beim Linville'schen Systeme in Anwendung gebracht worden. Hier sind die Formeisen meist ein wenig gekrümmt und zwar derart, dass der Durchmesser der Röhre in der Mitte etwas grösser ist als an den Enden (Fig. 144). Die einzelnen Theile sind durch Nietstehbolzen von einander getrennt. Zur Bildung der Endständer sind zwischen diese Formeisen noch vier U Eisen eingeschaltet.

Zur Befestigung an den Gurten sind diese Röhren bei den amerikanischen Brücken mit gusseisernen Schuhen (Fig. 63 und 113) verbunden.

Röhren von rechteckiger Form, aus Blechen und zwei U-Eisen zusammengesetzt, finden wir zu den Pfosten bei den Post'schen Brücken in Nordamerika (Fig. 141). Die Breite der Bleche ist hier in der Mitte grösser als an den Enden (Fig. 53, Seite 51).

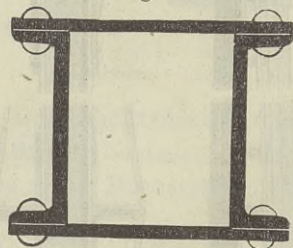
Auch die Ω -Eisen (Fig. 126, S. 102) würde man zur Bildung röhrenförmiger Gitterstäbe anwenden können; factisch sind dieselben zur Bildung röhrenförmiger Laternen-, Telegraphenständer etc. mehrfach verwendet worden.

§. 69. Längsverbinding. Bei der Zusammensetzung der Stäbe aus Winkeleisen, T-Eisen und Flacheisen kann man den Nietten, welche

Fig. 140.

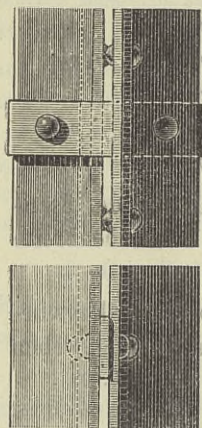


Fig. 141.



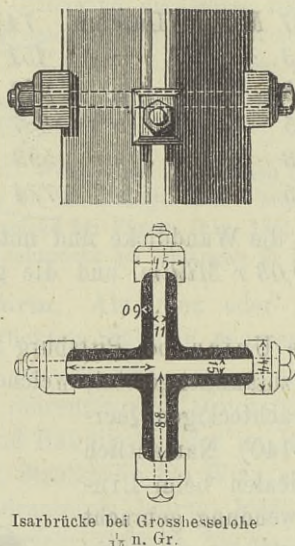
die Theile verbinden, im Allgemeinen eine weite Entfernung geben, da sie nur eine geringe Beanspruchung erfahren. Die Nieten in einem Schenkel

Fig. 142.



Donanbrücke bei Gross-Prüfung (vergl. Fig. 136). — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Fig. 143.



Isarbrücke bei Grosshesselohe $\frac{1}{12}$ n. Gr.

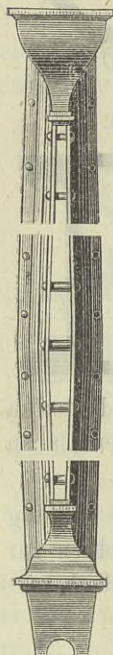
eines Winkel- oder T-Eisens können bei der Nietdicke d etwa die Entfernung

$$= 10 d \text{ bis } 15 d$$

erhalten. Besteht der Stab aus zwei von einander abstehenden Theilen, so sind beide Theile mit einander zu verbinden, damit sich beide in Beziehung auf Ausbiegung, wenigstens nahezu, wie ein Ganzes verhalten. Gewöhnlich geschieht dies durch schmale Blecheinlagen

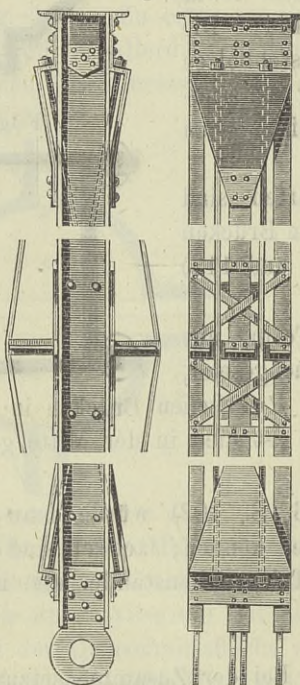
(Fig. 142). Man kann für dieselben etwa annehmen:

Fig. 144.



Verticale bei Linville's System. — $\frac{1}{30}$ n. Gr.

Fig. 145.



Verticale bei Pettit's system; $\frac{3}{8}$ n. Gr.

Entfernung der Blecheinlagen **20 d, bis 30 d.**

Breite derselben **3 d.**

vorausgesetzt, dass beide Theile bei der Berechnung auf Knickfestigkeit als ein Ganzes angesehen wurden. Wenn aber die Stäbe, als Ganzes betrachtet, eine übermässige Sicherheit gegen Einknicken haben, so kann man mit der Entfernung weiter gehen; man findet die Entfernung bis zu 150 d. Statt der Blecheinlagen wählt man bei grösserer Entfernung beider Theile auch Stehbolzen, d. s. guss- oder schmiedeeiserne Röhrenstücke, welche den Nietenschaft umschliessen; indess erscheinen sie, wenn die beiden Theile hinsichtlich des Einknickens sich wie ein Ganzes

verhalten sollen, weniger geeignet, da sie dem gegenseitigen Verschieben der Stabtheile zu wenig Widerstand entgegensetzen.

Eine Verbindung der Winkeleisen durch sich kreuzende Schraubenbolzen in der in Fig. 143 dargestellten Weise erscheint weniger zweckmässig, da dieselben eine gegenseitige Verschiebung der Theile fast nicht hindern.

§. 70. **Stäbe mit I-förmigem Querschnitte.** Der I-förmige Querschnitt ermöglicht die grössten Spannweiten, indem er 1. eine sehr grosse Querschnittsfläche zulässt, 2. für das Einknicken senkrecht zur Gitterwand einen sehr grossen Widerstand bietet, wenn man die Mittelrippe senkrecht auf die Gitterwand stellt (für das Einknicken in der Ebene der Gitterwand erzeugt die Verbindung mit den Zugstäben eine genügende Sicherheit), und 3. die Anwendung sehr breiter Gurte zulässt. Für kleinere Spannweiten ist dieser Querschnitt selbstverständlich nicht geeignet, da er kleine Querschnittsflächen unter etwa $35 \square \text{cm}$ nicht zulässt.

Selbstverständlich sind bei Anwendung solcher Streben stets entsprechend geformte Gurte, nämlich Doppel-T-Gurte, Doppel-E-Gurte etc. nöthig. Die Zugstäbe construirt man fast immer aus Flacheisen, welche auf beiden Seiten der Streben angeordnet werden.

1. Gewalzte I-Eisen (Fig. 146 a) sind fast noch gar nicht in Anwendung gekommen; jedenfalls hat hierzu der Umstand Anlass gegeben, dass für eine Brücke verschiedene Kaliber bei gleicher Höhe nöthig werden, während die zu mannigfacher Verwendung als Träger gewöhnlich vorrätigen I-Eisen bei verschiedenen Querschnittsflächen auch eine verschiedene Höhe haben, so dass für eine Brücke besondere Walzen nöthig würden. Sonst aber steht der Verwendung dieser Eisensorte durchaus nichts entgegen.

2. Am meisten ist eine Zusammensetzung aus einem Flacheisen und vier Winkeleisen (Fig. 147) in Anwendung gekommen; nöthigenfalls werden auf die Winkeleisen noch eine oder mehrere Lamellen aufgenietet (Fig. 148). Ist ein so grosser Querschnitt nicht nöthig, so hat man wohl auch nur zwei Winkeleisen angewendet (Fig. 149); jedoch erscheint es in diesem Falle rathsamer, den I-förmigen Querschnitt (hier eigentlich U-förmigen Querschnitt) lieber nicht anzuwenden.

Fig. 146.

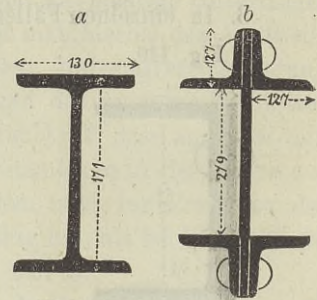
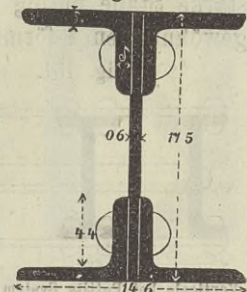
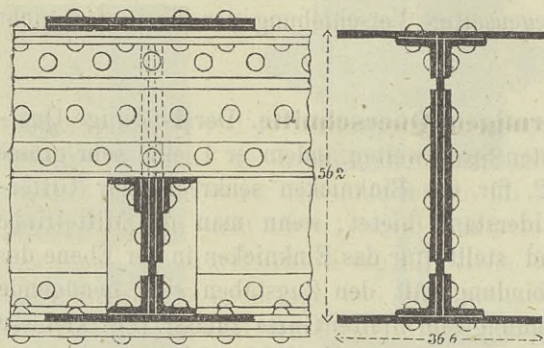
Windsorbrücke. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

Fig. 147.

Isarbrücke bei Platting. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

An denjenigen Stellen, an welchen jeder Stab sowohl auf Zug als auf Druck beansprucht wird, erscheint es, um schwierige Durchschneidungen zu vermeiden, rathsam, bei dem einen Stabe die Winkeleisen umgekehrt

Fig. 148.

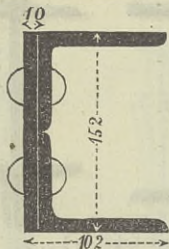


Garonnebrücke bei Bordeaux. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

Stäbe durch Winkeleisen vorgenommen. Bei den nur wenig gedrückten Stäben wird es auch genügen, auf das für die Aufnahme des Zuges bestimmte Flacheisen ein Winkeleisen aufzunieten.

3. In einzelnen Fällen finden wir für die Verticalen eine Combination

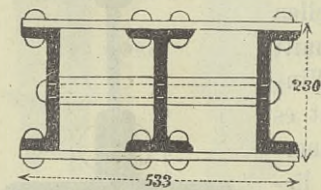
Fig. 149.



Ebrobrücke. — $\frac{1}{8}$ n. Gr.

des kreuzförmigen und I-förmigen Querschnittes (Fig. 150). Die mittleren vier Winkeleisen waren theils wegen der Verbindung mit den beiden T- oder I-förmigen Gurten, theils wegen der Kreuzung mit den geneigten Stäben nöthig. Uns scheint es indess in solchen Fällen, wo derartige starke Stäbe nöthig werden, gerathener, Träger mit Doppelwänden und gewöhnlichen I-förmigen Druckstäben anzuwenden.

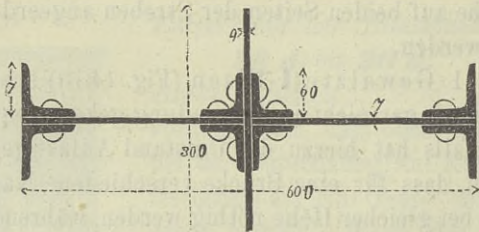
Fig. 151.



Verticale bei Pettit's System (vergl. Fig. 145). — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

anzuordnen (Fig. 146 b), so dass die Winkeleisen beider Stäbe ohne Ueberschneidung an einander vorbei gehen. Das Blech des am wenigsten gedrückten Stabes wird an der Kreuzung unterbrochen und, wenn es die Grösse des nöthigen Querschnittes nöthig macht, eine Verbindung der Bleche beider

Fig. 150.



Rheinbrücke bei Mainz. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

4. Wir erwähnen hier noch die Zusammensetzung gedrückter Verticalen aus zwei U-Eisen und bei grösseren Querschnittsflächen aus zwei U- und einem I-Eisen (Fig. 151) bei den Pettit'schen Brücken in Nordamerika. Die einzelnen Theile sind für gewöhnlich nur durch Stehbolzen, in der Mitte und an den Enden auch durch Bleche und

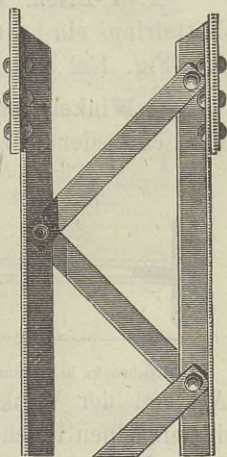
ein Paar Flacheisen-Gitterstäbe verbunden. Die sehr stark beanspruchten Stäbe sind durch Spannstangen aus Rundeisen armirt (Fig. 145), um sie gegen Einknicken zu sichern.

Beispiele. Bei der Themsebrücke bei Windsor (Bogensehnenträger) sind in den äusseren Trägern gewalzte Verticalen (Fig. 146 a), beim Mittelträger genietete Verticalen (Fig. 146 b) angewendet; jedoch liegen hier die Mittelstege in der Ebene des Trägers. — Die Construction Fig. 147 findet man vielfach. — Bei der Garonnebrücke bei Bordeaux (Fig. 148) sind Zug- und Druckstäbe gleich construirt, was jedenfalls nicht zweckmässig ist. An der Durchkreuzung ist jeder Stab zur Hälfte ausgeschnitten und eine Deckung durch Laschenbleche und Winkeleisen von 2120^{mm} Länge vorgenommen. — Ebrobrücke bei Cadrieta (Fig. 149). — Brücke über den Wye bei Chepstow (Fig. 45). — Rheinbrücke bei Mainz (Fig. 150). — Tamarbrücke bei Saltash (Fig. 50). — Bühler-Viaduct bei Vollberg und Kocher-Viaduct bei Tullau in der württembergischen Staatsbahn. Die gedrückten Stäbe bestehen aus gewalzten I-Eisen von 200^{mm} Höhe, 125, 126, 132, 138^{mm} Breite, 13, 14, 20, 26^{mm} Dicke des Steges 16^{mm} Dicke der Rippen und 76, 80, 99, 117 □^{mm} voller Querschnittsfläche. Die gezogenen Stäbe bestehen aus T-Eisen.

§. 71. Gitter-Druckstäbe. Bei grösseren Brücken hat man die Druckstäbe sehr häufig aus zwei durch Gitterwerk mit einander verbundenen Gurten bestehen lassen, so dass die Stäbe als niedrige Gitterträger erscheinen. Gegenüber den Blechstäben erreicht man hierbei den Vortheil: 1. dass sich die schwächeren Stäbe leichter ohne Materialverschwendung construiren lassen, da der Blechsteg wegfällt und das an seine Stelle tretende Gitterwerk viel weniger Material beansprucht; 2. dass auch bei den stärkeren Stäben die nöthige Sicherheit gegen Einknicken in der Ebene der Gitterwand leichter erreicht werden kann, indem man zur Erzielung des nöthigen Querschnittes eine grössere Breite nöthig hat, als bei Blechstäben, wo der Steg bereits viel Material erfordert, und 3. dass ein gefälligeres Aussehen gewonnen wird. In Betreff der speciellen Construction kann man die beiden folgenden Hauptssysteme unterscheiden.

Fig. 152.

§. 72. Deutsches System der Gitterdruckstäbe. Das Gitterwerk besteht bei den in Deutschland ausgeführten Brücken meist aus hochkantigen Flacheisen, was im vorliegenden Falle, wo das Gitterwerk nur eine geringe Beanspruchung erfährt, auch vollständig genügt. Man findet je nach der Höhe des Stabes entweder das einfache System (Fig. 152 u. 157) oder das doppelte System (Fig. 154); der angewendete Strebenwinkel beträgt 45 bis 65°. Bei verticalen Druckstäben findet man auch vielfach Fachwerk mit wechselnder Lage der Diagonalen (Fig. 153). Jedenfalls ist es zweckmässig, am Ende mit einem normal gestellten Stabe abzu-

Lahnbrücke bei Oberlahnstein. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

zuschliessen. Häufig findet man bei Anwendung von Netzwerk an einzelnen Stellen normal gestellte Stäbe eingeschaltet (Fig. 158), was uns indessen als unnöthig erscheint; nur da, wo an den Druckstäben Theile der Querverbindungen befestigt sind, wo also Einzeldrücke wirken können, ist die Anwendung normaler, steifer Stäbe rathsam. Bezeichnet man die Breite und Dicke der Flacheisenstäbe mit b und δ , die Entfernung

Fig. 153.

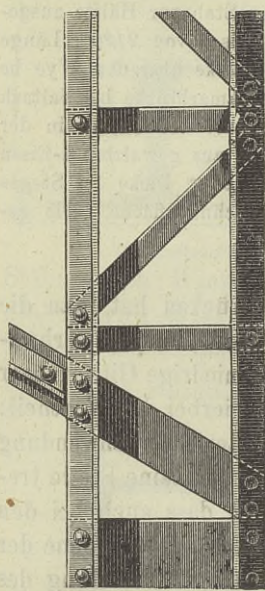
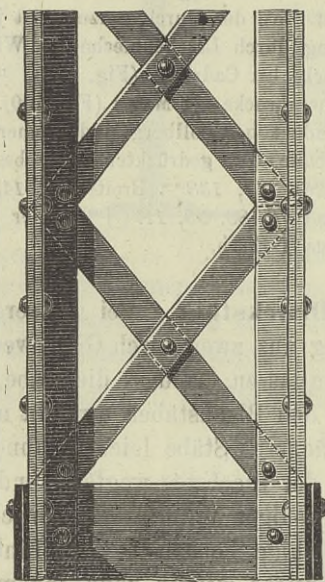
Donaubrücke bei Mariaort in Bayern $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Fig. 154.

Rheinbrücke bei Mannheim. — $\frac{1}{5}$ n. Gr.

der Knotenpunkte mit e , die Gesamthöhe der Druckstäbe mit h , so kann man etwa wählen:

Einfaches Netzwerk
(Fig. 152):

$$e = 2,00 h,$$

$$b = 0,17 h,$$

$$\delta = 0,028 h.$$

Doppeltes Netzwerk
(Fig. 154):

$$e = 1,00 h,$$

$$b = 0,13 h,$$

$$\delta = 0,020 h.$$

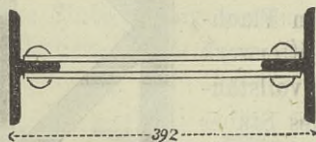
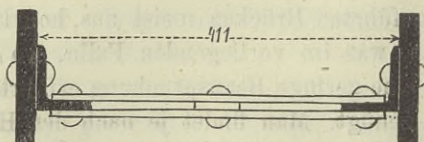
Die hauptsächlichsten Constructionen der Gurte sind folgende:

1. **T-Eisen.** Das T-Eisen eignet sich ganz vorzüglich, da in der Mittelrippe ein bequemes Mittel zur Befestigung des Gitterwerkes geboten ist (Fig. 152 und 155).

2. **Winkeleisen.** Bei Anwendung von Winkeleisen (Fig. 159 bis 161) kann man entweder je zwei Flacheisen durch einen Niet befestigen, so dass der

Fig. 155.

Fig. 156.

Lahnbrücke bei Lahnstein. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.Innbrücke bei Passau. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Abstand der Winkeleisen $= 2\delta$ sein müsste (Fig. 160), oder man kann die einzelnen Flacheisen neben einander befestigen (Fig. 159), in welchem Falle die sich kreuzenden Flacheisen über einander gebogen oder geflochten werden müssen. In der Regel werden zur Erzielung der nöthigen Sicherheit gegen Einknicken in der Ebene der Gitterwand ungleich-

schenklige Winkeleisen anzuwenden sein. Gewöhnlich legt man die zur Befestigung des Flacheisens dienenden Schenkel nach innen; man findet indessen doch zuweilen das Gegentheil (Fig. 157 und 161), wenn dies die Befestigungsweise der Stäbe an den Gurten nöthig macht oder um durch die hervortretenden Rippen ein kräftigeres Aussehen zu gewinnen.

3. Flacheisen. Durch Flacheisen lassen sich allerdings die mannigfachsten Querschnittsflächen erzielen; auch lässt sich bei grossen Maschenweiten am leichtesten die

zur Verhütung des Einknickens in der Ebene der Gitterwand nöthige Sicherheit erreichen, so dass diese Construction besonders für grosse Spannweiten zu empfehlen ist. Zur Befestigung des Flacheisengitterwerkes dienen **T-Eisen** oder doppelte Winkeleisen (Fig. 160). Einfache Winkeleisen (Fig. 156) sind weniger zu empfehlen, da hierbei keine Symmetrie zu erreichen ist. Bei aussen liegenden Winkeleisen sind die Flacheisen in zwei Theile zu trennen (Fig. 161 b).

4. U-Eisen wurde von Herrmann bei der Donaubrücke der österr. Nordbahn bei Wien zu den Verticalen angewendet. Das verbindende Gitterwerk mit steifen Normalstäben (Fig. 158) ist hier doppelt angeordnet und wohl übermässig stark. Die am stärksten beanspruchten Verticalen sind anders construirt; sie bestehen aus einem Flacheisen und vier Winkeleisen nach Fig. 146.

Fig. 157.

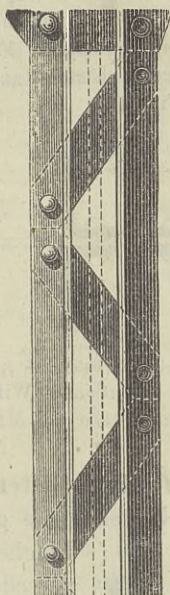
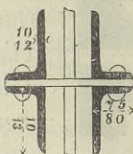
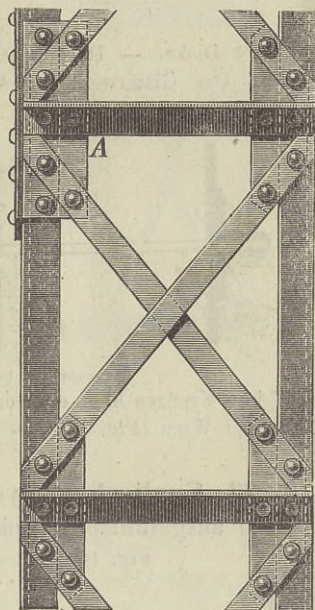
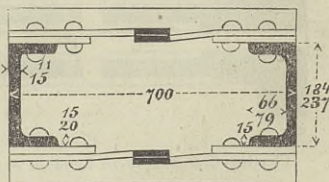


Fig. 158.

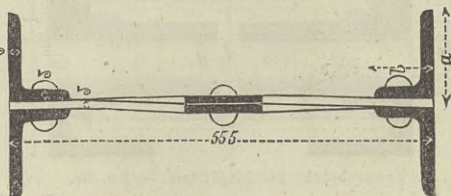


Donaubrücke bei
Ingolstadt. $\frac{1}{15}$ n. Gr.



Donaubrücke der Nordbahn bei Wien.
 $\frac{1}{20}$ n. Gr.

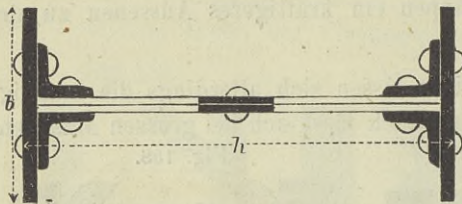
Fig. 159.



Lahnbrücke bei Lahnstein. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

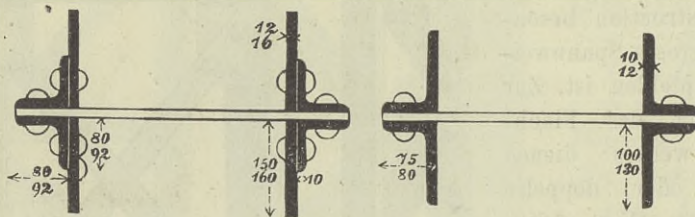
Beispiele. Lahnbrücke bei Lahnstein, äussere Oeffnungen (Fig. 155); T-Eisen von 124 und 150^{mm} Breite, 65^{mm} Höhe. — Lahnbrücke bei Lahnstein, mittlere Oeffnungen (Fig. 159). — Innbrücke bei Bichelwang (ähnlich wie Fig. 159); Druck- und Zugstäbe sind gleich construiert. — Innbrücke zu Passau (Fig. 156); Winkeleisen

$$\frac{111 \cdot 70}{14}, \frac{108 \cdot 67}{11}, \frac{93 \cdot 58}{11}, \frac{73 \cdot 55}{10}$$



Rheinbrücke bei Mannheim (Fig. 154 u. 160) 10 Winkeleisenkaliber von 85, 75, 65^{mm} Breite der schmalen, 160, 135, 115^{mm} Breite der breiten Schenkel und mit den Dicken 19, 17, 16, 14, 10, 8; ausserdem Lamellen von 250 bis 390^{mm} Breite und

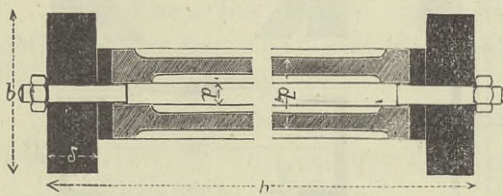
12 und 15^{mm} Dicke. — Donaubrücke bei Ingolstadt (Fig. 157). — Rheinbrücke bei Düsseldorf. Das Gitterwerk der Verticalen besteht aus Kreuzen von Winkeleisen; Fig. 161.



Donaubrücke bei Mariort in Baiern. — $\frac{1}{17}$ n. Gr.

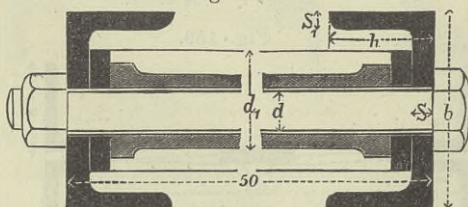
zwischen je 2 Kreuzen liegt ein normal angedonertes Winkeleisen. — Donaubrücke der Nordbahn bei Wien (Fig. 158). — Donaubrücke bei Mariaort (Fig. 153). — u. s. w.

§. 73. **Englisches System der Gitterdruckstäbe.** Bei vielen in England ausgeführten Brücken bestehen die gedrückten Stäbe aus zwei Flacheisen oder Formeisen, zwischen denen hochkantiges Flacheisen-Gitterwerk eingeschaltet ist. Das letztere besteht hier aus einem, meist aber zwei, im Zickzack gebogenen Flacheisen, welche mit den Haupttheilen durch Stehbolzen verbunden sind (Fig. 162 bis 164). Die Stehbolzen bestehen meist aus einem schmiedeeisernen Bolzen mit einer oder zwei Muttern, welcher durch eine gusseiserne Röhre hindurch geht; die Röhre kann indess auch durch zwei an den



Charing-Crossbrücke in London. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Fig. 163.



Themsebrücke bei Blackfriars. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

Schmiedeeisenbolzen angeschmiedete Bundringe ersetzt werden. Wichtig ist es, dass das Flacheisen unmittelbar neben den Stehbolzen und neben

den Nieten, welche die beiden Flacheisentheile mit einander verbinden, umgebogen wird und dass die Bolzenlöcher genau die Dicke der Bolzen haben.

Bei der Blackfriarsbrücke ist für die Haupttheile U-Eisen verwendet (Fig. 163), was gegen das Flacheisen allerdings den wesentlichen Vortheil bietet, dass die nöthige Querschnittsfläche und namentlich die nöthige Steifigkeit gegen Einknicken in der Ebene der Gitterwand leichter zu erreichen ist; es kann daher diese Construction jedenfalls als zweckmässig bezeichnet werden.

Als Dimensionen kann man bei der Höhe h der Stäbe und dem Querschnitte F eines jeden Haupttheiles wählen:

Querschnitt des Flacheisens $f = 0,25 F$.

Dicke des Flacheisens = $0,17$ der Breite

Dicke d. Bolzens in der Mitte $d = 0,65 \sqrt{F}$

Dicke des Bolzens in den äusseren

Theilen = $0,85 d$

Äusserer Durchmesser der Röhre = $2,5 d$

Wanddicke der Röhre = $0,6 d$

Entfernung der Bolzen = $1,5 h$.

Da diese Angaben meist empirischer Natur sind, so wird man bei den ausgeführten Brücken allerdings starke Abweichungen hiervon finden. Schon die in Fig. 162 und 163 dargestellten Beispiele weichen in den Verhältnissen wesentlich von einander ab.

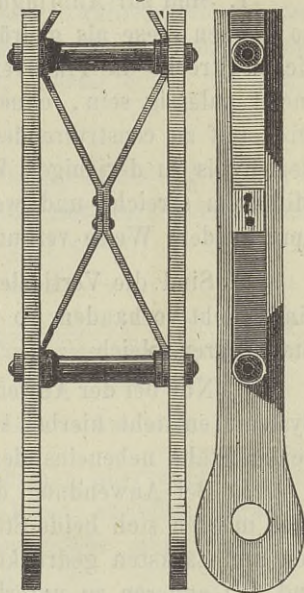
Beispiele. Londonderrybrücke; das Flacheisen der Haupttheile ist 25^{mm} dick und in vier Abstufungen 203 bis 127^{mm} breit; die Höhe ist 559^{mm} . — Charing Crossbrücke in London (Fig. 162); das Flacheisen der Haupttheile ist in vier Abstufungen 76 bis 64^{mm} dick und in zwei Abstufungen 305 bis 152^{mm} breit; die grösste Höhe ist 686^{mm} . — Themsebrücke bei Blackfriars (Fig. 163); sechs Kaliber der Haupttheile (203 bis 127^{mm} breit, 92 bis 60^{mm} hoch, 22 bis 10^{mm} dick), vier des Zwischenflacheisens (114 bis 76^{mm} breit, 19 bis 13^{mm} dick), zwei der Stehbolzen (innen 38 und 32^{mm} weit).

§. 74. Construction der Gitterstäbe an den Wechselstellen.

Bekanntlich existirt bei jedem Träger eine Strecke, innerhalb welcher bei einfachem Gitterwerke jeder Stab sowohl auf Zug als auf Druck beansprucht wird; dabei aber ist im Allgemeinen der grösstmögliche Zug grösser oder kleiner als der grösstmögliche Druck. Dies kann unter Umständen zu besonderen Constructionen Anlass geben, indem ein Durchschneiden zweier steif zu construierender Stäbe nöthig werden kann.

Beim Fachwerke sind nur die Verticalen gedrückt, wenn in der fraglichen Strecke des Trägers Doppelfachwerk angeordnet wird. Hier entsteht keinerlei Schwierigkeit für die Construction.

Fig. 164.



Charing-Crossbrücke in London. —
1/16 n. Gr.

Bestehen alle gezogenen und gedrückten Stäbe aus einseitig zu befestigenden Formeisen, wie **T**-Eisen, **U**-Eisen, Ω -Eisen u. s. w., so entsteht ebenfalls keine Schwierigkeit.

Nur beim mehrfachen Netzwerke mit Zugstäben aus Flacheisen tritt einige Schwierigkeit ein, indem innerhalb der bezeichneten Strecke natürlich blosses Flacheisen nicht verwendbar ist. Wir können hier etwa folgende Constructionen unterscheiden:

1. Sind zur Anbringung der Querverbindungen Verticalen vorhanden, so können diese als gedrückte Stäbe angesehen werden; da in der fraglichen Strecke die Transversalkräfte nur sehr klein ausfallen, so wird dies meist zulässig sein, ohne besonders starke Verticalen nöthig zu haben. Die steif zu construierenden geneigten Stäbe reichen alsdann von beiden Seiten bis zu derjenigen Verticalen, in welcher die Transversalkraft ihr Minimum erreicht und werden mit dieser in geeigneter (später zu besprechender) Weise verbunden.

2. Sind die Verticalen, welche zur Aufnahme des Druckes geeignet sind, nicht vorhanden, so construirt man in der fraglichen Strecke beide Stabscharen gleich.

a) Nur bei der Anwendung der Gitterdruckstäbe nach dem englischen Systeme entsteht hierbei keinerlei Collision, indem hier die Flacheisen beider Stäbe nebeneinander vorbeigehen.

b) Bei Anwendung des **T**-, **U**- oder kreuzförmigen Querschnittes aber müssen sich beide Stäbe durchdringen; am besten erscheint es hier, den am stärksten gedrückten Stab ununterbrochen durchgehen zu lassen und den anderen zu unterbrechen und in geeigneter Weise mittels Laschen mit dem ersteren zu verbinden (worauf wir später zurückkommen).

Wird hierbei der **T**- oder kreuzförmige Querschnitt aus Flach- und Winkeleisen oder aus Flach- und **T**-Eisen zusammensetzt, so wird man natürlich die Flacheisen in beiden Stäben durchgehen lassen und nur die Winkel- oder **T**-Eisen unterbrechen.

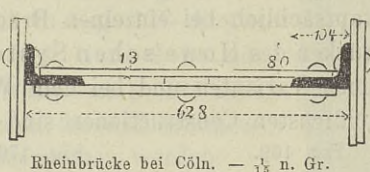
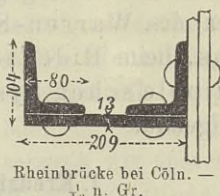
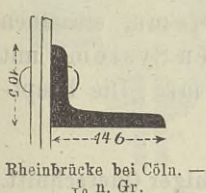
Bei Anwendung des kreuzförmigen Querschnittes (Fig. 132) für die gedrückten Stäbe genügt es, den gleichzeitig gezogenen und gedrückten Stäben einen **T**-förmigen Querschnitt zu geben, wobei die beiden Scharen auf verschiedenen Seiten zu befestigen sind; hierdurch wird jede Collision vermieden (Brücken der österr. Nordwestbahn, Fig. 133).

c) Ebenso wird man bei Anwendung von Doppelträgern, falls man eine Zusammensetzung der Stäbe aus Flach- und Winkeleisen wählt, die Flacheisen in beiden Stäben durchgehen lassen und nur die Winkeleisen unterbrechen. Die Durchschneidung des Gitterwerkes von Gitter-Druckstäben ist ohne Collision möglich. Wohl aber entsteht eine Collision der Mittelrippe bei Anwendung von Blechstäben. Da eine geeignete Verbindung, z. B. in der Fig. 148 dargestellten Weise schwierig durchführbar

ist, so sollte man überhaupt die Anwendung des I-förmigen Querschnittes im Netzwerke, in der fraglichen Strecke des Trägers, vermeiden.

d) Für die nur wenig gedrückten Stäbe an den beiden Enden der fraglichen Strecke des Trägers wird es bei Anwendung von Doppelträgern meist genügen, den Flacheisen nur durch Aufnieten von Winkeleisen oder T-Eisen die nöthige Sicherheit gegen Einknicken zu ertheilen, ohne eine Verbindung beider Theile mittels Blech- oder Gitterwerk vorzunehmen oder blosses T-Eisen statt der Flacheisen anzuwenden. Man hat hierbei wohl auch die Winkel- oder T-Eisen nach aussen gelegt (während sie bei den übrigen Druckstäben nach innen liegen), um jede Collision zu vermeiden; nur entsteht alsdann eine Ungleichförmigkeit, welche einen unschönen Eindruck macht.

§. 75. **Steifen.** Bei Besprechung des Flacheisensystemes in §. 21 wurde bereits erwähnt, dass hier die nöthige Festigkeit nur durch Anordnung



Rheinbrücke bei Cöln. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

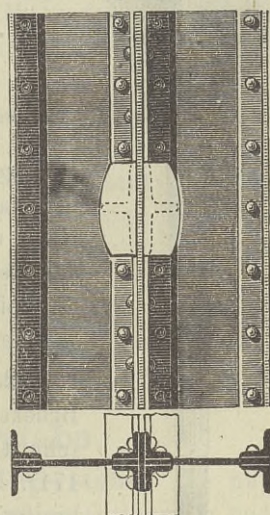
Rheinbrücke bei Cöln. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Rheinbrücke bei Cöln. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

verticaler Steifen zu erreichen ist. Ebenso hat man aber auch bei Anwendung von Netzwerk aus Winkel- oder T-Eisen zuweilen derartige Steifen angewendet, falls die eigentlichen Druckstäbe nicht selbst die nöthige Steifigkeit haben. Dass derartige Systeme eine Materialverschwendung erheischen und daher als unzuweckmässig bezeichnet werden müssen, wurde bereits erörtert, so dass wir auf eine sehr specielle Besprechung der Steifen wohl nicht einzugehen brauchen.

Der Querschnitt der Steifen ist ebenso zu wählen, wie der Querschnitt der Druckstäbe überhaupt. Bei den einfachen Wänden findet man 1. Winkeleisen, deren zur Wand senkrechter Schenkel meist breiter ist, als der andere (Fig. 165); 2. gewalzte T-Eisen oder aus zwei Winkeleisen und einer Lamelle zusammengesetzte Steifen; 3. Steifen mit U-förmigem Querschnitte aus gewalztem U-Eisen oder aus einem Flacheisen und zwei Winkeleisen zusammengesetzt (Fig. 166). Hierbei sind die Steifen entweder nur einseitig oder beiderseitig angeordnet, das letztere indess

Fig. 168.



Donaubrücke bei Stadlau. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

nur bei sehr hohen Trägern. Bei Doppelwänden sind innen liegende Steifen, ganz wie Blech- oder Gitterdruckstäbe (Fig. 167) construiert, angewendet worden.

Die Entfernung der Steifen beträgt bei grösseren Höhen 1,5 bis 2,7 Meter, im Mittel etwa 2 Meter. In der Nähe der Stützen ist die Entfernung der Steifen meist nur halb oder ein Drittel so gross und ausserdem sind sie hier oft stärker construiert.

Bei Anwendung von Winkel- oder T-Eisen zu den Gitterstäben lassen sich die Steifen schwieriger anordnen. Man hat hier entweder eine entsprechende Ausbiegung oder Verkröpfung der Winkeleisen vorgenommen oder die Winkeleisen ganz unterbrochen (Fig. 168).

2. Gitterstäbe aus Gusseisen.

§. 76. **Gitterstäbe aus Gusseisen.** Das Gusseisen ist bei einigen Systemen zu den gedrückten Stäben in Verwendung gekommen und zwar hauptsächlich bei einzelnen Brücken des Warren-Systems, einzelnen Brücken des Howe'schen Systems, beim Rider'schen Systeme mit seinen Varianten und bei dem Whipple'schen Systeme. Die hauptsächlichsten Constructionen sind folgende:

Fig. 169.

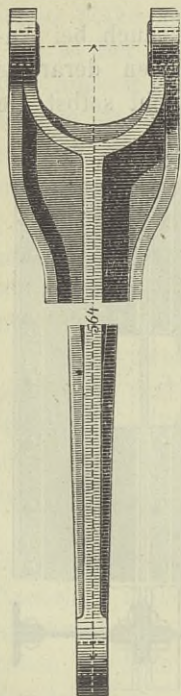
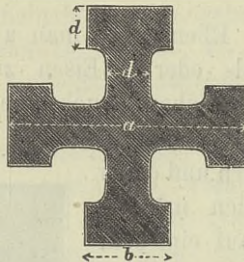


Fig. 170.

Trent-Brücke bei Newark. —
 $\frac{1}{2}$ und $\frac{3}{4}$ n. Gr.

1. Kreuzförmiger Querschnitt.

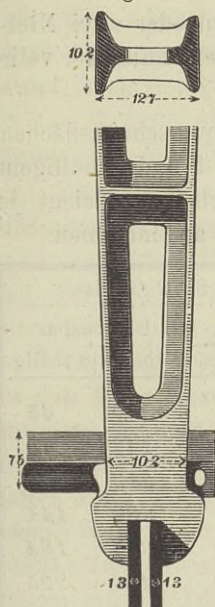
Dieser Querschnitt, welcher als ganz geeignet bezeichnet werden muss, wurde in der in Fig. 169 und 170 dargestellten Form bei der Trentbrücke bei Newark angewendet. Die Rippen, welche hier die vier Flügel des Kreuzes erhalten haben und den Querschnitt eigentlich als eine doppelte Anwendung des I-förmigen Querschnittes erscheinen lassen, geben den Streben nach allen Richtungen hin eine grosse Steifigkeit. Nach unten hin verschmälert sich der Stab zum Zwecke der Befestigung zwischen den Gliedern der den Untergurt bildenden Kette. Oben endet der Stab in eine Gabel, welche den röhrenförmigen Obergurt umfasst.

2. I-förmiger Querschnitt. Bei den Rider'schen Brücken gab man den Verticalen einen I-förmigen Querschnitt, aber mit mehrfach durchbrochenem Stege (Fig. 171). Diese Stäbe sind entweder in der Mitte höher und breiter gehalten, als an den Enden (Fig. 171), oder sie

nehmen von oben nach unten stark an Breite zu, so dass sie unten mit

breiter Basis auf den Querträgern aufsitzen und somit eine seitliche Absteifung herbeiführen.

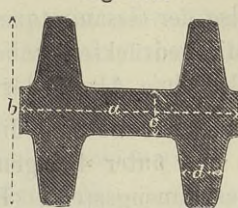
Fig. 171.



3. II-förmiger Querschnitt.

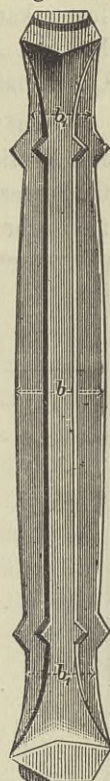
Bei den Schifkorn'schen Brücken hat der Querschnitt eine mehr II-förmige Form (Fig. 172). Die Mittelrippe liegt senkrecht zur Gitterwand. Die Höhe (in Richtung der Mittelrippe) ist constant, während die Breite in der Mitte 1,1 bis 1,2 mal grösser ist, als an den Enden, was mit Rücksicht auf die Knickfestigkeit als zweckmässig erscheint. Die in Fig. 173 dargestellte Formbildung des Ganzen ist geschmackvoll. Jede Strebe besteht aus zwei oder vier solchen Theilen, deren Zusammensetzung wir später besprechen werden.

Fig. 172.



Schifkorn's System. —
 $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Fig. 173.



4. Röhren. Bei den Whipple'schen Fachwerksbrücken sind die Verticalen als Röhren construirt, deren Durchmesser von den Enden des Stabes nach der Mitte desselben hin zunimmt. Bei grossen Höhen der Träger sind die Röhren aus zwei solchen durch Flanschen verbundenen Theilen zusammengesetzt; von diesen Flanschen gehen nach der Mitte der Röhrenstücke etwas convergirend vier Schmiedeeisenstangen, um die Streben gegen Einknicken zu sichern.

Röhren mit rechteckigem Querschnitte finden wir beim Post'schen Systeme für die Pfosten verwendet, ganz wie die in §. 68 erwähnten schmiedeeisernen Röhren (Fig. 144) construirt. Die senkrecht zur Gitterwand liegenden Seitenwände sind durchbrochen; in kurzen Abständen sind Diaphragmen angeordnet.

V. K a p i t e l.

Berechnung der Gitterstäbe.

§. 77. **Querschnittsbestimmung der Gitterstäbe.** Die nutzbare Querschnittsfläche der gezogenen oder gedrückten Gitterstäbe findet man einfach, indem man die Spannung des Stabes durch den Sicherheits-

coefficienten für Zug oder Druck dividirt. Für die gezogenen Stäbe ist der nutzbare Querschnitt in der Regel derjenige, welchen man durch die erste Reihe der Nietten, welche zur Verbindung mit den Gurten dienen, legen kann, also der Gesamtquerschnitt weniger einem oder zwei Nietlöchern. Für die gedrückten Stäbe ist der nutzbare Querschnitt der volle Querschnitt, also ohne Abzug der Nietlöcher.

In folgender Tabelle sind die beiläufigen Maximalquerschnittsflächen für Verticalen und unter 45° geneigte Diagonalen bei 1 und 2theiligem Gitterwerke zusammengestellt. Hierbei ist der Sicherheitscoefficient je nach der Spannweite zu 675 bis 780 Kilogr. pro \square^{cm} angenommen.

Spannweite	2 Träger für 1 Geleis				2 Träger für 2 Geleise			
	Verticalen		Diagonalen		Verticalen		Diagonalen	
	1 theilg.	2 theilg.	1 theilg.	2 theilg.	1 theilg.	2 theilg.	1 theilg.	2 theilg.
10.	32	16	45	23	64	32	90	45
20	52	26	74	37	104	52	148	74
30	75	38	106	53	150	75	212	106
40	102	51	144	72	204	102	288	144
50	130	65	184	94	260	130	368	184
60	160	80	225	113	320	160	450	225
70	194	97	274	137	388	194	548	274
80	230	115	325	163	460	230	650	325
90	274	137	388	194	548	274	776	388
100	325	163	460	230	650	325	920	460
110	379	190	537	269	758	379	1074	537
120	438	219	620	310	876	438	1240	620
130	513	257	725	363	1026	513	1450	725
140	588	294	831	416	1176	588	1662	831
150	694	347	980	490	1388	694	1960	980
Meter	<input type="checkbox"/> Centimeter.				<input type="checkbox"/> Centimeter.			

Die Zahlen geben den nutzbaren Querschnitt der gezogenen Stäbe; der volle Querschnitt der gedrückten Stäbe ist ungefähr $\frac{8}{7}$ so gross. Für continuirliche Träger sind die Zahlen hinsichtlich der Stäbe an den Enden ungefähr mit 0,8, hinsichtlich der Stäbe an den Mittelstützen mit 1,2 zu multipliciren.

Wenn die Gitterstäbe seitlich an den Gurten befestigt sind, so wirkt die Kraft etwas excentrisch, so dass die Stäbe ausser auf Zug und Druck auch noch auf Biegung beansprucht werden. Wollte man die Kraft etwa in der Trennungsfläche zwischen Gitterstab und Gurt wirkend annehmen, so würde man meist fehlen. Denn ist der Gitterstab starr mit den Gurten verbunden, was bei einer Verbindung durch mehr als einen Niet nahezu

anzunehmen ist, und sind ausserdem die Gurte durch Absteifungen gegen Drehung gesichert, so ist eine Biegung der Stäbe nicht möglich. Allerdings sind die Gurte nicht immer vollständig gegen Drehung gesichert; dafür aber sichern sich auch die gezogenen und gedrückten Stäbe, falls sie sich kreuzen, gegenseitig zum Theil vor einer Biegung. Darnach wird es mit Rücksicht auf den üblichen Sicherheitsgrad, auch wenn noch eine geringe Biegung übrig bleiben sollte, meist nicht nöthig sein, auf eine excentrische Wirkung der Kraft Rücksicht zu nehmen.

Die eben besprochene Biegung erfolgt senkrecht zur Gitterwand; es wird aber auch noch eine Biegung in der Ebene der Gitterwand eintreten, wenn die Gitterstäbe mit den Gurten nicht durch Scharniere verbunden sind. Es ist dies eine einfache Folge der Krümmung des ganzen Trägers durch die Belastung, so dass die Krümmung eines Stabes auch proportional der Krümmung der Axe des Trägers an der betreffenden Stelle sein muss. An den freien Enden wird hiernach eine Krümmung der Gitterstäbe nicht eintreten; sie wird dagegen am grössten an derjenigen Stelle sein, wo das Moment am grössten ist. Nach den theoretischen Untersuchungen des Verfassers kann die Erhöhung der Beanspruchung hierdurch bis zu 30 Procent gehen. Wollte man in der Berechnung hierauf Rücksicht nehmen, so würde dieselbe äusserst complicirt werden. Man wird sich daher auch hier begnügen müssen, die Berechnung ohne Berücksichtigung dieser Biegung auszuführen und die Mehrbeanspruchung als durch die Wahl des Sicherheitsgrades ausgeglichen anzusehen.

§. 78. Knickfestigkeit der gedrückten Stäbe. Bei den gedrückten Stäben muss ausser der Druckfestigkeit noch die Knickfestigkeit berücksichtigt werden und zwar soll ein Einknicken natürlich nach keiner Richtung hin eintreten. Diese Bedingung wird erfüllt, wenn sowohl das Einknicken senkrecht zur Ebene der Gitterwand, als das Einknicken in der Ebene der Gitterwand verhütet wird. Bezeichnen wir den Druck mit D , das Trägheitsmoment für die in der Ebene der Gitterwand und senkrecht hierzu liegenden Schweraxen mit W und W_1 , die für das Einknicken senkrecht zur Ebene der Gitterwand und in derselben in Rechnung zu bringenden freien Längen, d. i. genauer bezeichnet, die Entfernung der Wendepunkte der von dem eingeknickten Stabe gebildeten Wellenlinie mit l und l_1 , den Elasticitätscoefficienten mit E und den Sicherheitsgrad mit s , so muss

$$1. \quad D \leq \frac{EW\pi^2}{sl^2}, \quad 2. \quad D \leq \frac{EW_1\pi^2}{sl_1^2}$$

sein (siehe des Verfassers „Lehre von der Elasticität und Festigkeit“, I. Theil, Seite 161, Formel 19). Ist F die volle Querschnittsfläche, K der Sicherheitscoefficient für Druck, so ist ausserdem

$$3. \quad D = KF.$$

Es ist in vielen Fällen möglich, den Querschnitt so zu construiren, dass die Spannung D der Knickfestigkeit nach beiden Richtungen genau entspricht; in anderen Fällen wird dagegen die Spannung nur der Knickfestigkeit für die eine Richtung entsprechen. Jedenfalls aber muss man dahin trachten, dass die Knickfestigkeit nicht kleiner wird, als die Druckfestigkeit, denn in diesem Falle müsste die Knickfestigkeit gleich der Spannung, die Querschnittfläche also grösser sein, als der Druckfestigkeit entspricht, d. i. $F > \frac{D}{K}$. Wir werden daher in der Folge in der Regel voraussetzen, dass die Bedingungen 1, 2 und 3 erfüllt seien.

Sehr häufig ist es möglich, die Spannung gleich der Knickfestigkeit senkrecht zur Gitterwand zu nehmen, so dass

$$4. \quad D = FK, \quad D = \frac{EW\pi^2}{sl^2}$$

ist. Die Gleichsetzung beider Werthe für D giebt

$$5. \quad \frac{Fl^2}{W} = \frac{E\pi^2}{Ks} = A,$$

wenn wir den constanten Werth $\frac{E\pi^2}{Ks}$ mit A bezeichnen. Für Schmiedeeisen ist $E = 2000000$ und der Festigkeitscoefficient Ks für Druck = 3500; für Gusseisen dagegen ist $E = 1000000$ und $Ks = 7800$; daher wird für

$$\text{Schmiedeeisen } A = 5640,$$

$$\text{Gusseisen } \dots A = 1265.$$

Ist es möglich, dass auch die Spannung gleich der Festigkeit gegen Einknicken in der Ebene der Gitterwand ist, so wird

$$6. \quad D = KF, \quad D = \frac{EW\pi^2}{sl^2}, \quad D = \frac{EW_1\pi^2}{sl_1^2}.$$

Durch Gleichsetzung der Werthe für D ergibt sich

$$7. \quad \frac{Fl^2}{W} = A, \quad \frac{Fl_1^2}{W_1} = A, \quad \frac{W}{W_1} = \frac{l^2}{l_1^2}.$$

Es tritt allerdings oft der Fall ein, dass die Querschnittsdimensionen, welche sich nach diesen Gleichungen ergeben, für die praktische Ausführung unbrauchbar sind. Entweder können sich die Querschnittsflächen nach der Gleichung $D = KF$ zu klein ergeben, oder es können sich nach den Gleichungen 5 und 7 Dicken ergeben, welche für die praktische Ausführung zu klein sind. In beiden Fällen muss man die Querschnittsfläche grösser wählen, als der Gleichung $D = KF$ entspricht. Wir bezeichnen in diesem Falle den theoretisch nöthigen Querschnitt mit F_1 , den wirklich anwendbaren mit F ; ist hierbei nur das Einknicken nach einer Richtung zu berücksichtigen, so ist $D = KF_1$, und $D = \frac{EW\pi^2}{sl^2}$ zu setzen. Aus beiden Gleichungen folgt $\frac{F_1 l^2}{W} = A$ oder

$$\frac{Fl^2}{W} \frac{F_1}{F} = A.$$

Der Vergleich dieser Gleichung mit der Gleichung 5 zeigt, dass es in Beziehung auf die Knickfestigkeit ganz auf dasselbe hinaus kommt,

als wenn bei voller Beanspruchung des Querschnittes die freie Länge nicht l , sondern $l\sqrt{\frac{F_1}{F}}$ wäre. Dasselbe ergibt sich auch, wenn das Einknicken nach beiden Richtungen in Frage kommt.

Vielfach wird die Formel 1 und 2 zur Bestimmung der Knickfestigkeit als unzulässig erklärt, weil dieselbe voraussetzt, dass die Kraft centrisch oder in Richtung der Schwerpunktsaxe des Stabes wirke, während in den Constructionen eine excentrische Wirkung eintreten könne. Wir halten dennoch die Anwendung der Formel 1 und 2 im vorliegenden Falle für das richtige. Die gewöhnlich angewendete Formel ist

$$a. \quad D = \frac{KF}{1 + C \frac{Fl^2}{W}},$$

worin C einen Coefficienten bedeutet, welcher von der Befestigungsweise der Enden abhängt und durch Versuche zu bestimmen ist. In des „Verfassers Lehre von der Elasticität und Festigkeit S. 169“ wird diese Formel dadurch gerechtfertigt, dass sie bei grossen Längen, wo die Abweichung der Kraft von der Axe des Stabes gegen die Durchbiegung nur klein sein kann, wo demnach die Formeln 1 und 2 richtig werden, mit diesen Formeln übereinstimmt, und dass sie bei ganz kurzen Längen in die gewöhnliche Druckfestigkeitsformel $D = KF$ übergeht, während sie sich indess für andere Länge nicht theoretisch rechtfertigen lässt. Wir legen desshalb auch auf diese Formel keinen Werth, ausser wenn der Coefficient C durch Versuche zu bestimmen ist, bei denen auf die fragliche Endbefestigung genau Rücksicht genommen wurde. Solche Versuche, bei denen die übliche Befestigungsweise der Gitterstäbe berücksichtigt wurde, liegen aber zur Zeit noch nicht vor; man ist immer noch auf die Versuche von Hodgkinson angewiesen, bei denen die übliche Befestigungsweise nicht berücksichtigt wurde.

Im „Bau der Brückenträger von Laissle und Schübler“ wird der obige Ausdruck in folgender Weise gerechtfertigt: Bedeutet y die grösste Abweichung der Richtung des Druckes D von der Axe und a den Abstand der am meisten gedrückten Faser von der auf der Biegeebene senkrechten Schweraxe, so ist der grösste Druck K pro Flächeneinheit $K = \frac{D}{F} + \frac{Dya}{W}$. Nun wird als empirische Regel $y = C \frac{l^2}{a}$ gesetzt, indem angenommen wird, dass y um so grösser ist, je grösser l und je kleiner der Querschnitt, je kleiner also a ist. Dies eingesetzt, giebt $KF = D \left(1 + C \frac{Fl^2}{W}\right)$, wie oben.

Nach dieser Regel wird sich bei jeder Länge der Druck pro Flächeneinheit stets grösser ergeben, als der Sicherheitscoefficient gegen Druck, was principiell nicht richtig ist, da die Construction derart sein soll, dass ein Einknicken verhindert wird, dass also dieser Druck pro Flächeneinheit factisch nicht eintritt. Dieser Vorgang würde gerechtfertigt sein, wenn die Befestigungsweise eine sehr unbestimmte Lage des Angriffspunktes der Kraft zuliesse, was bei guten Eisenconstructions aber nicht der Fall ist. Es wird zwar oft eine geringe excentrische Wirkung vorhanden sein; aber die hierdurch veranlasste Biegung ist, wenn das wirkliche Einknicken verhütet wird, so gering, dass man in der streng richtigen Formel $K = \frac{D}{F} + \frac{Dya}{W}$ die Excentricität y gleich derjenigen ohne Berücksichtigung der Biegung setzen kann; eine solche Excentricität kann aber auch in den gezogenen Stäben eintreten, so dass man vorstehende Formel auch für die gezogenen Stäbe anzuwenden hätte. Indess scheint es wohl rathsam, derartige excentrische Wirkungen, welche nicht vollständig bekannt sind, als durch die Wahl des Sicherheitsgrades berücksichtigt anzusehen.

Nach den Gleichungen 5 und 7 ergeben sich bestimmte Verhältnisse für die Querschnittsdimensionen, welche zur Verhütung des Einknickens nothwendig sind, während sich nach der Regel α solche Verhältnisse nicht ergeben. Nach dieser Regel wird sich F um so kleiner ergeben, je kleiner das Verhältniss $\frac{Fl^2}{W}$ ist, je grösser also die Höhe des Querschnittes in der zur Biegungsebene senkrechten Richtung ist.

§. 79. Wahl der freien Länge für das Einknicken. Auf eine besondere Schwierigkeit stossen wir nun aber bei der Bestimmung der freien Länge l und l_1 . In den folgenden Erörterungen ist die Entfernung der Knotenpunkte mit λ , die ganze Stablänge mit L bezeichnet.

1. Was zunächst die für das Einknicken in der Ebene der Gitterwand massgebende Länge l_1 anlangt, so lassen sich die einzelnen Knotenpunkte als feste Punkte ansehen. *a)* Sind alle Knotenverbindungen beweglich (durch einen Bolzen), so ist im ungünstigen Falle l_1 gleich der Entfernung der Knotenpunkte, also $l_1 = \lambda$. *b)* Sind die Enden als eingespannt anzusehen, was bei einer Befestigung durch mehrere Niete nahezu zulässig ist, so ist $l_1 = 0,780 \lambda$ zu setzen (siehe des Verfassers „Lehre von der Elasticität und Festigkeit“, Seite 182, Formel 111), falls nur eine einmalige Kreuzung stattfindet. Für eine mehrmalige Kreuzung fehlen noch genauere Untersuchungen. *c)* Ist ausserdem auch die Verbindung unter sich eine feste, so ist $l_1 = 0,5 \lambda$ (ebendasselbst, Seite 162, Formel 23). Da indessen die Verbindung der Stäbe unter sich in der Regel nur durch wenige Niete erfolgt und die gezogenen Stäbe selbst etwas nachgeben können, so ist l_1 in Wirklichkeit grösser als $0,5 \lambda$. Man wird immer sicher gehen, wenn man $l_1 = \lambda$ annimmt.

2. Schwieriger ist die für das Ausbiegen senkrecht zur Gitterwand massgebende Länge l zu bestimmen. Findet keine Kreuzung statt, so ist natürlich für nachgiebige Gurte $l = L$, für abgesteifte Gurte und sichere Befestigung der Gitterstäbe $l = 0,5 L$; in Wirklichkeit wird man aber doch im letzteren Falle höchstens bis zu $0,75 L$ herabgehen können. Findet dagegen eine Kreuzung statt, so bieten die gezogenen Stäbe theils durch ihren Widerstand gegen Einbiegen, theils durch ihre Anspannung dem Einknicken der gedrückten Stäbe einen Widerstand; jedenfalls aber werden die Knotenpunkte hierbei nicht als feste Punkte angesehen werden können. Vor der Hand werden wir uns hierbei nur an gute, ausgeführte Constructionen halten können, da es noch an genügenden theoretischen und praktischen Untersuchungen fehlt.

Sind die gezogenen Stäbe steif construirt, so wird man l grösser annehmen können, als wenn sie schwach construirt sind, da die steifen Stäbe dem Einknicken einen grösseren Widerstand bieten, als die schlaffen. Man wird hier l als ein Vielfaches der Maschenweite λ , oder einen Theil der ganzen Stablänge L ansehen können und zwar etwa wie folgt, wobei n die Theilungszahl eines Gitterstabes bezeichnet:

	Steife gezogene Stäbe	Schlaufe gezogene Stäbe
$n = 1$	$l = 1,00 \lambda = 1,000 L$	$l = 1,00 \lambda = 1,000 L$
$n = 2$	$l = 1,25 \lambda = 0,625 L$	$l = 1,50 \lambda = 0,750 L$
$n = 4$	$l = 1,75 \lambda = 0,438 L$	$l = 2,25 \lambda = 0,562 L$
$n \geq 6$	$l = 0,30 L$	$l = 0,40 L$

Ist der Stab in seiner Mitte als festgehalten anzusehen, was zuweilen bei Anordnung genügend steifer Querverbindungen oder verticaler Absteifungen zulässig ist, so ist n und L nur halb so gross anzunehmen, als es in Wirklichkeit ist. So z. B. würde bei dem Systeme Fig. 31 $n = 2$, also für schlaufe gezogene Stäbe $l = 1,25 \lambda$, für steife gezogene Stäbe $l = 1,50 \lambda$ anzunehmen sein.

Vom Wasserbauinspector H. Lohse wurden Versuche mit Gitterträgern von $2,35^m$ Länge, $0,39$ und $0,79^m$ Höhe, welche an einem Ende eingespannt, am anderen belastet waren, angestellt. (Siehe Erbkam's Zeitschrift für Bauwesen; Jahrg. 1857.) Die Flacheisenstäbe hatten 46^m Breite, 8 , 10 und 13^m Dicke. Die Theilungszahl war 1 , 2 , 4 und 8 . Die Versuche mit der Theilungszahl $n = 1$ gaben die Knickfestigkeit $= 13960000 \frac{W}{l^2}$ und $= 85560000 \frac{W}{l^2}$, während dieselbe nach Formel 1 ($s = 1$) $= 19738000 \frac{W}{l^2}$ würde. Ferner ergab sich für die 8^m dicken Stäbe für $n = 2: l = 1,56 \lambda$, für $n = 4: l = 2,80 \lambda$ und für die 13^m dicken Stäbe für $n = 2: l = 1,22 \lambda$ für $n = 4: l = 1,60 \lambda$. Indessen ist die Anzahl der Versuche doch zu gering, um aus denselben bestimmte Schlüsse ziehen zu können, so dass die Anstellung weiterer Versuche mit anderen Stabformen sehr erwünscht wäre.

§. 80. **Rechteckiger Querschnitt.** Bezeichnen wir die Breite mit b , die Höhe, in deren Richtung das Einknicken eintreten kann, mit h , so ist $F = bh$, $W = \frac{1}{12} bh^3$, daher nach 5 Formel $\frac{12bh^2}{bh^3} = A$ oder

$$8. \quad l = h \sqrt{\frac{1}{12} A.}$$

Für Schmiedeeisen, also für $A = 5640$, wird

$$9. \quad l = 22h \text{ oder } h = 0,046l.$$

Sind die Stäbe unter 45° geneigt, so ergibt sich nach der Tabelle zu §. 79 bei verschiedenen n und speciell bei der Stabdicke $h = 25^m$ für die Höhe H der Träger:

$$n = 2: H = 23h = 580 \text{ Millimeter,}$$

$$n = 4: H = 33h = 830 \quad "$$

$$n \geq 6: H = 47h = 1180 \quad "$$

so dass man mit der Spannweite beim Flacheisensysteme nur bis zu etwa 12 Meter gehen könnte.

§. 81. **Gitterstäbe aus T-Eisen.** Bei dem T-Eisen ist, falls die Mittelrippe senkrecht zur Ebene der Gitterwand steht, in der Regel nur das Einknicken senkrecht zur Gitterwand zu berücksichtigen, da bei den

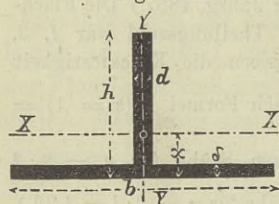
praktisch gebräuchlichen Verhältnissen der T-Eisen für das Einknicken in der Ebene der Gitterwand eine übermässige Sicherheit stattfindet.

1. **Näherungstheorie.** Wir setzen zunächst die Dicken ungemein klein gegen die Breite und Höhe voraus. Bezeichnen wir die Breite mit b , die Höhe mit h , die entsprechenden Dicken mit δ und d (Fig. 174), so ist unter der gemachten Voraussetzung:

$$a) \quad F = b\delta + hd.$$

Das statische Moment für die Basis ist $\frac{1}{2}h^2d$, also der Abstand des Schwerpunktes von derselben $= \frac{h^2d}{2F} = \frac{h^2d}{2(b\delta + hd)}$. Das Trägheitsmoment für die Basis ist $\frac{1}{8}h^3d$, also für die zur Basis parallele Schweraxe: $W = \frac{1}{8}h^3d - Fx^2 = \frac{1}{8}h^3d - \frac{h^4d^2}{4F} = \frac{1}{12}h^3d \left[4 + \frac{3hd}{F} \right]$, d. i., wenn man $F = b\delta + hd$ setzt,

Fig. 174.



$$W = \frac{1}{12}h^3d \frac{4b\delta + hd}{b\delta + hd}.$$

Nach der Gleichung 5 wird

$$10. \quad \frac{l^2}{h^2} = \frac{A}{12} \frac{hd(4b\delta + hd)}{(b\delta + hd)^2}.$$

Für die Berechnung können nun verschiedene Modalitäten in Anwendung kommen.

a) Man nimmt die Breite b und das Verhältniss $\frac{d}{\delta}$ an. Durch die Gleichung 10 ist h bestimmt. Eine directe Auflösung in Beziehung auf h ist indess schwierig; jedoch kommt ein Umstand der Näherungsauflösung zu statten. Nach 10 ergibt sich nämlich, wenn wir $h = mb$, $d = n\delta$ setzen, für

$$\begin{aligned} mn &= 0,25 & 0,5 & 1,0 & 1,5 & 2,0 \\ l &= 17,9 & 21,8 & 24,2 & 24,9 & 25,0 h, \end{aligned}$$

so dass das Verhältniss $\frac{l}{h}$ wenig variirt. Man könnte also vorläufig etwa $h = \frac{l}{24}$ annehmen; indem man dieses $= h$ auf der rechten Seite der Gleichung 10 einführt, erhält man das Verhältniss $\frac{l}{h}$ und somit h genauer. Nachdem b und h bestimmt sind, bestimmt sich die Dicke durch die Gleichung a.

Nach den eben für verschiedene mn aufgestellten Werthen von $\frac{l}{h}$ lässt sich $\frac{l}{h}$ annähernd durch folgende Gleichung ausdrücken:

$$11. \quad \frac{l}{h} = 26 - 2 \frac{b\delta}{hd}.$$

Die Reduction auf h giebt

$$12. \quad h = \frac{l}{26} \left(l + 2b \frac{\delta}{d} \right),$$

wonach sich h sofort etwas genauer bestimmen lässt.

b) Man nimmt sowohl das Verhältniss $\frac{h}{b} = m$, als das Verhältniss $\frac{d}{\delta} = n$ an. In diesem Falle giebt zunächst die Gleichung 10:

$$13. \quad \frac{h}{l} = \sqrt{\frac{12(1+mn)^2}{Amn(4+mn)}}$$

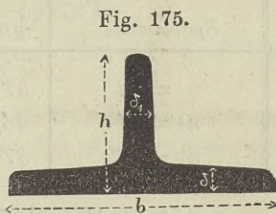
wodurch h bestimmt ist. Statt dieser Gleichung kann auch die Näherungsgleichung 12 angewendet werden. Die Gleichung a giebt nun $F = \frac{1+mn}{mn} h d$, oder

$$14. \quad d = \frac{mn}{(1+mn)} \frac{F}{h}$$

2. Genauere Bestimmung. Für die Anwendung sind diese Formeln noch zu ungenau; jedoch geben sie uns Anhalt zur Aufstellung richtigerer Näherungsformeln. Statt des Ausdruckes a für F ist natürlich ein genauerer Ausdruck zu setzen. Für die in Fig. 175 dargestellte Form ergibt sich genauer (ohne Abzug eines Nietloches):

$$15. \quad F = b\delta + hd - 0,78d\delta.$$

Ein allgemeiner genauer Ausdruck für das Trägheitsmoment hat der Complicirtheit wegen wenig Werth. Für bestimmt angenommene Dimensionen oder Verhältnisse berechnet man am besten durch Zerlegung in Rechtecke, Trapeze und Kreisstücke das statische Moment S und Trägheitsmoment W_1 für die Basis AB ; der Abstand x des Schwer-



punktes von AB ist alsdann $x = \frac{S}{F}$ und sodann $W = W_1 - Fx^2$. Mit Vortheil verwendet man hierzu auch die geometrische Construction oder den Momentenplanimeter. Die Bestimmung des richtigen Querschnittes ist nun nach dem in §. 90 zu zeigenden allgemeinen Verfahren vorzunehmen; jedoch wird hier folgendes Näherungsverfahren genügen.

Berechnet man für verschiedene praktisch verwendbare Verhältnisse das F und W und bestimmt sodann nach 5 das entsprechende $\frac{l}{h}$, so ergibt sich, dass $\frac{l}{h}$ allerdings nicht nur von den Verhältnissen $\frac{h}{b}$ und $\frac{d}{\delta}$ abhängt, was nach der Näherungsformel der Fall sein würde, sondern auch von dem Verhältnisse $\frac{b}{\delta}$ oder $\frac{h}{d}$; jedoch haben diese Verhältnisse nur einen sehr geringen Einfluss, so dass man, entsprechend der Näherungsgleichung 11 genauer

$$16. \quad \frac{l}{h} = 25,4 - 2,72 \frac{b\delta}{hd}$$

setzen kann. Die Anwendung kann nun nach folgenden Modalitäten erfolgen:

a) Man nimmt die Breite b und das Verhältniss $\frac{d}{\delta}$ an. Für T-Eisen, welches aus dem Ganzen gewalzt ist, nimmt man die Breite

zu 120 bis 160^{mm} an; bestimmter kann man etwa die Breite nach der Regel

$$b = 100 + 150 H \text{ Millimeter}$$

bestimmen, worin H die Höhe des Trägers in Metern bedeutet; jedoch wird man wohl thun, bei der Anwendung verschiedener Caliber zu einem Träger die Breite für die schwächeren etwas kleiner anzunehmen. Die Dicken d und δ wählt man im Mittel gleich; ein kleiner Unterschied kann allerdings dann eintreten, wenn man mit derselben Walze verschiedene Dicken erzielen will, worüber schon in §. 63 gesprochen wurde. Die Gleichung 16 giebt nun durch Reduction auf h statt der ungenaueren Gleichung 12

$$17. \quad h = 0,03941 + 0,107 b \frac{\delta}{d}.$$

Die Dicke würde sich nun durch die Gleichung 15 bestimmen.

Setzen wir in dem zweiten Gliede, welches gegen das erste nur klein ist, $b = 140$, $\delta = d$, so ergeben sich für h folgende Werthe in Millim.

Spannweite	Schlaffe Zugstäbe				Steife Zugstäbe			
	10	30	50	100	10	30	50	100
$n = 2$	57	140	224	433	49	119	189	368
$n = 4$	46	109	172	328	39	88	137	259
$n \geq 6$	37	82	127	238	31	65	98	182

Da man mit der Höhe bis auf etwa 140^{mm} gehen kann, so kann man mit der Spannweite für $n = 4$ bis zu etwa 40 bis 51 Meter, für $n = 6$ bis zu 56 bis 75 Meter gehen.

b) Man nimmt sowohl das Verhältniss $\frac{h}{b} = m$, als das Verhältniss $\frac{d}{\delta} = n$ an. Das Verhältniss m wählt man passend zu 0,40 bis 0,75 und zwar erhält man gute Dimensionen, wenn man m für kleine Spannweiten etwas kleiner wählt, als für grosse, etwa für

$$\begin{aligned} \text{schlaufe gezogene Stäbe} \quad m &= 0,38 + 0,12 H, \\ \text{steife gezogene Stäbe} \quad m &= 0,33 + 0,10 H. \end{aligned}$$

Man findet allerdings m bis zu 1; jedoch scheint dieses Verhältniss etwas zu gross zu sein, da durch eine so grosse Höhe das Walzen erschwert wird. Hat man m und n gewählt, so bestimmt man die Höhe h nach der Formel 17. und sodann die Dicke nach 15.

Nach dem Gesagten ergibt sich für alle Stäbe desselben Trägers eine fast gleich grosse Höhe h , während die Dicke je nach dem erforderlichen Querschnitte sehr variabel ausfällt. T-Eisen, deren Querschnitte ganz oder nahezu ähnlich sind, wären also im vorliegenden Falle nicht besonders zweckmässig; sie würden nur anwendbar sein, wenn man für die stärksten Caliber eine übergrosse Höhe anordnete, was natürlich kein Nachtheil ist.

3. Für Stäbe in der Mitte der Träger, welche oft eine übermässig grosse Querschnittsfläche erhalten müssen, ist die Gleichung 5, somit auch die Gleichung 16 nicht mehr anwendbar. Ist hierbei F_1 die theoretisch nothwendige, F die wirklich anwendbare Querschnittsfläche, so ist nach §. 78 statt der freien Länge l die Länge $l \sqrt{\frac{F_1}{F}}$ einzuführen. Die Höhen dieser Querschnitte wird man daher auch in dem Verhältnisse $\sqrt{\frac{F_1}{F}}$ kleiner halten können, als die Höhen der voll beanspruchten Querschnitte.

4. Die aufgestellten Gleichungen lassen sich auch hier für den Fall anwenden, dass der Stab aus zwei Winkeleisen und aus Lamellen in der in Fig. 123 dargestellten Weise zusammengesetzt ist. Nach 16 würde sich bei Anwendung gleichschenkliger Winkeleisen, und wenn die Lamellen nahezu die Dicke der Winkeleisen haben, ergeben für

$$\begin{aligned} \text{keine Lamelle} \quad l &= 22,7 h, & h &= 0,044 l, \\ \text{eine Lamelle} \quad l &= 20,7 h, & h &= 0,048 l, \\ \text{zwei Lamellen} \quad l &= 19,1 h, & h &= 0,052 l. \end{aligned}$$

Die Höhen der Winkeleisen ergeben sich hiernach für alle drei Fälle als fast gleich gross.

Beispiele: 1. Der Druck D sei = 34 Tonnen, die freie Länge $l = 2500^m$ der Sicherheitscoefficient $K = 0,7$ Tonnen pro \square Cent. Die nöthige Querschnittsfläche F wird

$$F = \frac{D}{K} = \frac{34}{0,7} = 48,6 \square \text{ Centimeter.}$$

Für die Anwendung gewalzten T-Eisens wird nach Formel 17, wenn wir $\delta = d$ und die Breite $b = 140^m$ wählen, $h = 0,0394 \cdot 2500 + 0,107 \cdot 140 = 113$ Millim.

Nach Formel 15 wird $4860 = 140d + 113d - 0,78d^2 = 253d - 0,78d^2$, oder $d^2 - 324d + 6231 = 0$, also $d = 162 - \sqrt{162^2 - 6231} = 20,5$. Nehmen wir $= \text{an}, 20^m d$ so wird $4860 = 140 \cdot 20 + h \cdot 20 - 0,78 \cdot 20^2 = 2488 + 20h$, $h = \frac{2372}{20} = 118,6$ dafür $h = 120$.

2. Der Druck D sei = 8 Tonnen, die freie Länge l und der Sicherheitscoefficient K wie vorhin. Die nöthige Querschnittsfläche wird

$$F = \frac{D}{K} = \frac{8}{0,7} = 11,4 \square \text{ Centim.}$$

Nach Formel 17 würde sich die Höhe wieder zu ungefähr 120^m ergeben. Nehmen wir auch b zu 120^m an, so würde sich die Dicke d zu ungefähr 5^m ergeben, was für die Anwendung zu gering ist. Nehmen wir die Dicke zu 10^m , die Höhe schätzungsweise zu 80^m an, so wird $F = 120 \cdot 10 + 80 \cdot 10 - 0,78 \cdot 10^2 = 1922 = 19,2 \square^m$:

Daher ist nach §. 78 $l = 2500 \sqrt{\frac{11,4}{19,2}} = 1927$. Jetzt wird nach Formel 17:

$$h = 0,0394 \cdot 1927 + 0,107 \cdot 120 = 88,8.$$

Für diese Höhe wird $F = 120 \cdot 10 + 88,8 \cdot 10 - 0,78 \cdot 10^2 = 2010 = 20,1 \square^m$, $l =$

$$2500 \sqrt{\frac{11,4}{20,1}} = 1883, \text{ also}$$

$$h = 0,0394 \cdot 1883 + 0,107 \cdot 120 = 86,0,$$

so dass h zu etwa 90^m anzunehmen wäre.

§. 82. **Anwendung auf Winkeleisen.** Die aufgestellten Formeln passen zwar nicht vollständig auf Winkeleisen, weil die Knickfestigkeitsformeln 1 voraussetzen, dass die Haupttaxen des Querschnittes (d. h. diejenigen Schweraxen, für welche das Trägheitsmoment zu einem Maximum und Minimum wird) in der Ebene der Gitterwand und senkrecht hierzu liegen. Jedoch passen sie annähernd.

Für gleichschenklige Winkeleisen würde die Formel 16, worin $b = h$, $\delta = d$ zu setzen ist, geben:

$$18. \quad l = 2,7 h, \quad h = 0,044 l.$$

Für ungleichschenklige Winkeleisen ergibt sich nahezu dieselbe Höhe, so dass sich mit Rücksicht auf die nöthigen Querschnittsflächen und praktisch ausführbaren Dicken leicht erörtern liesse, ob gleichschenkliges oder ungleichschenkliges Winkeleisen von Vortheil ist.

§. 83. **Anwendung auf U-Eisen.** Die für T-Eisen aufgestellten Formeln gelten natürlich auch für U-Eisen (Fig. 125), wenn man für \bar{d} die doppelte Dicke einer vorstehenden Rippe setzt. Die Näherungsformel 17 geht alsdann über in

$$19. \quad h = 0,0394 l + 0,0536 b \frac{\delta}{a}.$$

Hiernach fällt die Höhe etwas geringer aus, als für den T-förmigen Querschnitt.

Setzen wir in dem zweiten nur kleinen Gliede, um eine beiläufige Höhe zu bestimmen, $b = 200^{\text{mm}}$, $\delta = d$, so ergeben sich mit Rücksicht auf §. 78 folgende Werthe von h in Millimetern:

Spannweite	Schlaaffe Zugstäbe				Steife Zugstäbe			
	10	30	50	100	10	30	50	100
$n = 2$	53	136	220	429	45	114	182	354
$n = 4$	42	105	168	324	35	84	133	255
$n \geq 6$	33	76	123	234	27	61	94	178

Da man mit der Höhe nicht gut über 90^{mm} gehen kann, so wäre die grösste zulässige Spannweite etwa für $n = 4$ 25 bis 33 Meter und für $n = 6$ 35 bis 48 Meter.

§. 84. **Ω -Eisen.** Eine allgemeine Untersuchung des Ω -Eisens (Fig. 126) wollen wir, da dasselbe wegen der Präcisirung des Gesetzes, nach welchem die Form zu bilden ist, auf Schwierigkeiten stossen würde, nicht geben. Nehmen wir die Mittellinie für alle Profile als ähnlich an, so können wir bei der Breite b und der Dicke \bar{d} annähernd $W = \alpha b^3 \delta$, $F = \beta b \delta$ setzen. Dies in Formel 5 eingesetzt, giebt

$$b = l \sqrt{\frac{\alpha}{A\beta}} = Cl,$$

d. h. b ist nahezu dem l proportional. Für die drei Profile der Gran- und Eipelbrücke ergab sich mit Hilfe des Momentenplanimeters $F = 47,8, 37,2, 28,2 \square^{cm}$ und $W = 264, 184, 88 \text{ Centimeter}$. Nach 5 wird daher für $A = 5640 : l = 1765, 1670, 1327^{mm}$, oder im Mittel $l = 1587^{mm}$. Da $b = 211^{mm}$ ist, so ist also annähernd

$$20. \quad b = 0,133 l.$$

Hiernach ergeben sich für b bei verschiedenen Spannweiten mit Rücksicht auf §. 79 folgende Werthe:

Spannweite	10	30	50	100	Meter
$n = 2$	115	346	675	1159	Milli- Meter
$n = 4$	82	248	413	826	
$n > 6$	56	169	282	565	

Nimmt man als grössten Werth für b 250^{mm} an, so ergibt sich als grösste zulässige Spannweite 31 bis 44 Meter.

Für die wirkliche Anwendung empfiehlt sich indess eine genauere Rechnung nach den in §. 90 zu gebenden allgemeinen Regeln.

§. 85. Ringförmiger Querschnitt. Setzen wir voraus, dass die Wanddicke δ der cylindrischen Röhren sehr klein gegen den Durchmesser d sei, so ist sehr nahe $F = \pi d \delta$, $W = \frac{\pi}{8} d^3 \delta$. Nach Formel 5 wird daher

$$21. \quad \frac{l}{d} = \sqrt{\frac{A}{S}},$$

d. i. für Schmiedeeisen $l = 26,6d$, $d = 0,0376 l$,
Gusseisen . . $l = 12,6d$, $d = 0,0893 l$.

Berücksichtigt man die in Fig. 138 und 139 dargestellte Form oder Zusammensetzung aus gewalztem Segmenteisen, so ergeben sich für praktisch brauchbare Dimensionen nach Formel 5 folgende Näherungsregeln:

Zusammensetzung aus 4 Theilen: $l = 25,2 + 6,3 m$

„ „ 6 „ $l = 25,2 + 8,3 m$

„ „ 8 „ $l = 25,2 + 9,7 m$

Hierbei bedeutet m bei der Rippendicke oder doppelten Flanschdicke δ_1 und der Flanschenbreite b das Verhältniss $\frac{b \delta_1}{d \delta}$ oder falls, noch Flacheisen eingelegt sind, bei der Fläche f einer Rippe das Verhältniss $\frac{f}{d \delta}$. Annähernd wird hiernach allgemein $b = 28 d$.

§. 86. Kreuzförmiger Querschnitt. 1. Wir setzen zunächst einen aus Rechtecken bestehenden kreuzförmigen Querschnitt (Fig. 176) voraus.

Die Breite (in der Ebene der Gitterwand) sei b , die Höhe (senkrecht zur Gitterwand) h , die betreffenden Dicken d und δ . Alsdann ist

$$W = \frac{1}{12} [h^3 d + (b-d) \delta^3], \quad W_1 = \frac{1}{12} [b^3 \delta + (h-\delta) d^3].$$

Sehr nahe wird

$$W = \frac{1}{12} h^3 d, \quad W_1 = \frac{1}{12} b^3 \delta.$$

Dies in die letzte der Gleichungen 7 eingesetzt, giebt

$$22. \quad \frac{h^3 d}{b^3 \delta} = \frac{l^2}{l_1^2}.$$

Nimmt man $d = \delta$ an, so wird hiernach $h : b = \sqrt[3]{l^2} \cdot \sqrt[3]{l_1^2}$. Diesen rein kreuzförmigen Querschnitt wird man in der Regel nur für das Theilungsverhältniss $n = 1$ anwenden können, für welches $l = l_1$ ist, also auch $h = b$ sein muss.

Der Flächeninhalt F ist sehr nahe $= b\delta + hd$. Daher wird nach der ersten der Gleichungen 7

$$23. \quad \frac{(b\delta + hd) l^2}{h^3 d} = \frac{A}{12}.$$

Ist nach 22 das Verhältniss $h : b$ bestimmt und das Verhältniss $d : \delta$ angenommen, so ist durch diese Gleichung das Verhältniss $l : h$ bestimmt. Eliminirt man aus beiden Gleichungen b , so ergibt sich

$$24. \quad \frac{h}{l} = \sqrt[3]{\frac{12}{A} \left\{ 1 + \sqrt[3]{\left(\frac{l_1 \delta}{l d}\right)^2} \right\}} = 0,0461 \sqrt[3]{1 + \sqrt[3]{\left(\frac{l_1 \delta}{l d}\right)^2}}.$$

Für $l_1 = l$, $d = \delta$ wird $b = h$ und

$$25. \quad \frac{l^2}{h^2} = \frac{A}{24}.$$

Nach den in §. 78 für A aufgestellten Werthen ergibt sich hiernach für

$$\text{Schmiedeeisen } l = 15,3 h, \quad h = 0,065 l,$$

$$\text{Gusseisen } \dots l = 7,3 h, \quad h = 0,138 l.$$

2. Ist der Stab aus Winkel- und Flacheisen in der in Fig. 131 angegebenen Weise zusammengesetzt, so wird man am besten die Querschnitte der Winkeleisen annehmen, die Breiten und Dicken der Flacheisen berechnen. Für das Theilungsverhältniss $n = 1$ ergibt sich, wenn wir den Flächeninhalt und das Trägheitsmoment aller vier Winkeleisen mit f , w , die Breite und Dicke der Flacheisen mit h , d bezeichnen, $F = f + 2hd$ und annähernd $W = w + \frac{1}{12} h^3 \delta$, mithin nach der ersten der Gleichungen 7

$$12w + h^3 \delta = \frac{12}{A} F l^2,$$

$$f + 2hd = F.$$

Durch diese beiden Gleichungen ist, nachdem F nach 3 berechnet wurde,

h und d bestimmt. Setzt man den Ausdruck von d aus der zweiten in die erste Gleichung, so ergibt sich:

$$26. \quad h = \sqrt{\frac{24 (F^2 - Aw)}{A (F - f)}};$$

d ist nun durch die Gleichung $f + 2hd = F$ bestimmt. Zur genauen Berechnung von w muss man allerdings den Abstand der Winkeleisen, d. i. d kennen. Man wird daher zunächst zur Berechnung d annähernd annehmen müssen. Hat man alsdann nach dem oben Gesagten h und d bestimmt, so kann man w und sodann auch h und d noch einmal genauer berechnen.

3. Wir wollen schliesslich noch voraussetzen, dass der Gitterstab aus zwei T-Eisen bestehe, zwischen denen die aus Flacheisen bestehenden gezogenen Stäbe hindurch gehen (Fig. 132). Bezeichnen wir die Breite und ganze Höhe mit b, h , die Dicken der entsprechenden Schenkel mit δ, d , und den Zwischenraum mit δ_1 , so ist

$$W = \frac{1}{12} \left[(h^3 - \delta_1^3) d + (b - d) \left\{ (2\delta + \delta_1)^3 - \delta_1^3 \right\} \right],$$

$$W_1 = \frac{1}{12} \left[2b^3\delta + (h - 2\delta - \delta_1) d^3 \right],$$

$$F = (h - \delta_1) d + 2(b - d)\delta.$$

Berechnet man hiernach W, W_1, F , für verschiedene Werthe von $\frac{b}{h}, \frac{\delta}{d}, \frac{\delta_1}{\delta}$ und $\frac{h}{d}$, und bestimmt nach 7 die zugehörigen Werthe von $\frac{l}{l_1}$ und $\frac{h}{l}$, so ergibt sich, dass man annähernd, entsprechend den Gleichungen 22 und 24 setzen könne:

$$27. \quad \frac{b}{h} = 0,845 \sqrt[3]{\frac{l_1^2 d}{l^2 \delta}},$$

$$28. \quad \frac{h}{l} = \left(0,0385 + 0,0027 \frac{d}{\delta} \right) \sqrt[3]{1 + \sqrt[3]{\frac{4 l_1^2 \delta^2}{l^2 d}}}.$$

Mit geringerer Annäherung wird

$$29. \quad \frac{h}{l} = 0,071 - 0,007 \frac{l}{l_1}.$$

Nach 27 und 29 ist für $d = \delta$ und $d = 2\delta$ folgende Tabelle berechnet:

Spannweite	b				h			
	10	30	50	100	10	30	50	100
$d = \delta$								
$n = 1, \frac{l}{l_1} = 1,00$	87	262	437	875	103	311	518	1035
$n = 2, \quad \quad \quad = 1,50$	37	110	183	366	65	195	325	650
$n = 4, \quad \quad \quad = 2,25$	17	51	86	178	45	137	228	465
$d = 2\delta$								
$n = 1, \frac{l}{l_1} = 1,00$	104	312	521	1042	88	263	438	876
$n = 2, \quad \quad \quad = 1,50$	49	148	246	492	62	185	309	618
$n = 4, \quad \quad \quad = 2,25$	24	71	118	235	44	133	221	442

Nimmt man als grösste Höhe etwa 30^{mm} an, so würde sich dieses System für $n = 2$ bis zu etwa 49 Meter, für $n = 4$ bis zu etwa 68 Meter Spannweite anwenden lassen.

4. Ist bei der eben behandelten Querschnittsform für das Einknicken in der Ebene der Gitterwand eine übermässige Sicherheit vorhanden, so dass nur die Gleichung 5, nämlich $\frac{Fl^2}{W} = A$ allein massgebend ist, so ergibt sich, wenn man unter Voraussetzung sehr kleiner Dicken $F = hd + 2b\delta$, $W = \frac{1}{12} h^3 d + \frac{1}{2} b\delta\delta_1^2$ setzt,

$$\frac{h}{l} = \sqrt{\frac{12 \left(1 + 2 \frac{b\delta}{hd}\right)}{A \left(1 + 6 \frac{b\delta\delta_1^2}{h^3 d}\right)}}$$

oder annähernd, da δ_1^2 gegen h^2 nur klein ist,

$$30. \quad \frac{h}{l} = \sqrt{\frac{12}{A} \left[1 + 2 \frac{b\delta}{hd} \left(1 - 3 \frac{\delta_1^2}{h^2}\right)\right]}$$

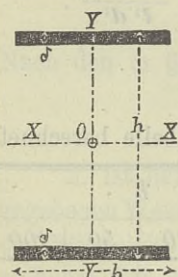
Behält man diese Form bei, bestimmt aber statt der Coefficienten $\frac{12}{A}$, 2 und 3 andere Coefficienten, indem man $\frac{h}{l}$ für einzelne praktisch anwendbare Formen genau ermittelt, so ergibt sich

$$31. \quad \frac{h}{l} = 0,041 \sqrt{1 + 2,49 \frac{b\delta}{hd} \left(1 - 10 \frac{\delta_1^2}{h^2}\right)}$$

Ist b, d, δ, δ_1 gegeben und h zu bestimmen, so würde man zunächst auf der rechten Seite für h einen Näherungswerth einsetzen und zwar etwa $h = 0,05l$ und sodann durch wiederholte Rechnung h genauer bestimmen.

§. 87. Druckstäbe aus Gitterwerk. 1. Denken wir uns zunächst den Querschnitt aus zwei Rechtecken von der Breite b und der sehr kleinen

Fig. 177.



Dicke δ , welche den Abstand h von einander haben, bestehend. Alsdann ist $F = 2 \cdot b\delta$, $W = 2 \cdot b\delta \left(\frac{h}{2}\right)^2$ und $W_1 = 2 \cdot \frac{1}{12} b^3\delta$ oder

$$F = 2b\delta, \quad W = \frac{1}{2} b h^2 \delta, \quad W_1 = \frac{1}{6} b^3 \delta.$$

Zunächst giebt die dritte der Gleichungen 7:

$$32. \quad \frac{b}{h} = \frac{\sqrt{3}}{3} \frac{l_1}{l} = 0,577 \frac{l_1}{l}.$$

Die erste der Gleichungen 7 giebt:

$$33. \quad l = h \sqrt{\frac{A}{4}} = 37,6 h, \quad h = 0,0266 b.$$

Hiernach ergibt sich mit Rücksicht auf die in §. 79 für l und l_1 angegebenen Werthe:

	Netzwerk.	Fachwerk.
$n = 1:$	$h = 0,038 H,$	$h = 0,027 H, \quad b = 0,58 h,$
$n = 2:$	$h = 0,028 H,$	$h = 0,020 H, \quad b = 0,38 h,$
$n = 3:$	$h = 0,021 H,$	$h = 0,015 H, \quad b = 0,26 h.$

2. Diese Regeln lassen sich direct anwenden bei den in §. 73 unter dem Namen englisches System behandelten Gitterstäben, wenn die Haupttheile aus Flacheisen bestehen (Fig. 62). Dienen zur Befestigung des Gitterwerkes aber Winkel- oder **T**-Eisen, so kommen die Flächen derselben natürlich mit in Frage. Ist der Abstand der Schwerpunkte der beiden Flächen h_1 , so ist sehr nahe $W = \frac{1}{2} F \left(\frac{h_1}{2}\right)^2 = \frac{1}{4} F h_1^2$. Nach der ersten der Gleichungen 7 wird:

$$34. \quad l = h_1 \sqrt{\frac{A}{4}} = 37,6 h_1, \quad h_1 = 0,0266 l.$$

Die wirkliche Gesammthöhe h ergibt sich um 7 bis 13 Procent, im Mittel um circa 10 Procent grösser als h_1 . Für die praktische Anwendung wird diese Berechnungsweise meist genügen.

Bezeichnen wir nun ferner das Trägheitsmoment der beiden zur Befestigung des Gitterwerkes dienenden Winkel- oder **T**-Eisen für die zur Gitterwand senkrechte Schweraxe mit w , die Querschnittsfläche derselben mit f , so ist $F = 2b\delta + f$, $W_1 = \frac{1}{6} b^3 \delta + w$. Die zweite der Gleichungen 7 giebt nun $F l_1^2 = A \left(\frac{1}{6} b^3 \delta + w\right)$, oder, wenn wir hierin $b\delta = \frac{1}{2}(F-f)$ setzen, $F l_1^2 = A \left[\frac{1}{12}(F-f)b^2 + w\right]$ oder

$$35. \quad b = \sqrt{\frac{12(F l_1^2 - A w)}{A(F-f)}}.$$

3. Ist die Fläche aus praktischen Rücksichten grösser zu wählen, als es die Druckfestigkeit erheischen würde, so ist in den zwei ersten der Formeln 7 für F der theoretische Flächeninhalt F_1 zu setzen. Es giebt alsdann die erste der Gleichungen 7: $\frac{4 F_1 l^2}{F h_1^2} = A$, also:

$$36. \quad l = h_1 \sqrt{\frac{A F'}{4 F_1}} = 37,6 h_1 \sqrt{\frac{F'}{F_1}}, \quad h_1 = 0,0266 l \sqrt{\frac{F_1}{F'}}.$$

Die zweite der Gleichungen 7 giebt $F_1 l_1^2 = A \left[\frac{1}{12}(F-f)b^2 + w\right]$ oder

$$37. \quad b = \sqrt{\frac{12(F_1 l_1^2 - A w)}{A(F-f)}}.$$

4. Besteht der Stab aus vier Winkeleisen nebst Gitterwerk (Fig. 159), so gilt für die Berechnung der Höhe die unter 2 angeführte Regel. Zur Bestimmung der Breite kann ohne Weiteres die zur Berechnung der Höhe des entsprechenden kreuzförmigen Querschnittes aufgestellte Näherungsformel 31 angewendet werden. Hierbei ist l_1 für l , b für h_1 , $2 h_1$ für b , $2 d$ für d zu setzen. Demnach wird

$$38. \quad \frac{b}{l} = 0,041 \sqrt{1 + 2,49 \frac{h_1 \delta}{b d} \left(1 - 10 \frac{\delta_1^2}{b^2}\right)}.$$

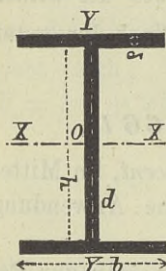
Hiernach ergibt sich $b = 0,059 l$ bis $0,066 l$.

5. Für die Druckstäbe nach englischem Systeme, bei denen statt der Flacheisen **U**-Eisen angewendet sind (Fig. 163), gelten für das Einknicken

in der Ebene der Gitterwand die im folgenden §. für das I-Eisen aufzustellenden Regeln.

§. 88. Gitterstäbe mit I-förmigem Querschnitte.

Fig. 178.



1. **Gewalzte Stäbe, Näherungstheorie.** Wir nehmen zunächst wieder die Dicke gegen die Breite und Höhe sehr klein an. Bezeichnen wir die Breite mit b , die Höhe mit h , die entsprechenden Dicken mit δ und d (Fig. 178), so ist

$$F = 2b\delta + hd, \quad W = \frac{1}{2}bh^2\delta + \frac{1}{12}h^3d, \quad W_1 = \frac{1}{6}b^3\delta.$$

Die beiden ersten der Gleichungen 7 geben

$$39. \quad \frac{(2b\delta + hd)l^2}{(6b\delta + hd)h^2} = \frac{A}{12}, \quad \frac{(2b\delta + hd)l_1^2}{b^3\delta} = \frac{A}{6}.$$

Man sieht, dass zur Bestimmung von b und h nicht der absolute Werth der Dicken d und δ , sondern nur deren Verhältniss von Einfluss ist. Wählt man dieses, so ist durch diese beiden Gleichungen b und h bestimmt. Am besten würde man h aus der zweiten Gleichung in die erste substituiren, wodurch sich eine Gleichung für b ergibt, die allerdings vom vierten Grade ist.

Nach der ersten Gleichung ergibt sich für $A = 5640$:

für	$\frac{hd}{b\delta} =$	0,5	1	1,5	2	2,5	3
	$l =$	34,9	33,1	31,7	30,6	29,8	29,1 . h ,
	$h =$	0,729	0,030	0,032	0,033	0,034	0,034 . l ,

so dass h zwischen den engen Grenzen $0,029 l$ und $0,034 l$ schwankt. Hiernach würde sich bei der Höhe H der Träger ergeben:

	Netzwerk	Fachwerk
$n = 1:$	$h = 0,041 H$ bis $0,048 H$,	$0,029 H$ bis $0,034 H$,
$n = 2:$	$h = 0,031 H$ n $0,037 H$,	$0,022 H$ n $0,026 H$,
$n = 4:$	$h = 0,023 H$ n $0,027 H$,	$0,016 H$ n $0,019 H$,

o dass also H zwischen den Grenzen $0,016 H$ und $0,048 H$ schwanken würde. Aus praktischen Gründen wählt man indess h meist grösser, so dass alsdann die erste Gleichung nicht mehr massgebend sein würde.

Hat man h gewählt, so ist b durch die zweite der Gleichungen 39 bestimmt; dieselbe ist in Beziehung auf b vom dritten Grade. Nach derselben ergibt sich:

für	$\frac{hd}{b\delta} =$	0,5	1	1,5	2	2,5	3
	$l_1 =$	19,4	17,7	16,4	15,3	14,5	13,7 b .

Hiernach ist sehr nahe

$$\frac{l_1}{b} = 19,8 - 2,1 \frac{hd}{b\delta} \text{ oder}$$

$$40. \quad b = 0,0505 l_1 + 0,108 h \frac{d}{\delta}.$$

Nach der zweiten der Gleichungen 39 ist $Fl_1^2 = \frac{1}{6} A b^3 \delta$; setzt man $b \delta = \frac{1}{2} (F - h d)$, so wird

$$41. \quad b = l_1 \sqrt{\frac{12F}{A(F - h d)}} = 0,046 l_1 \sqrt{\frac{F}{F - h d}}.$$

2. **Gewalzte Stäbe; genauere Bestimmung.** Genauer ist

$$W_1 = \frac{1}{6} b^3 \delta + \frac{1}{12} h d^3.$$

Das zweite Glied ist eigentlich $\frac{1}{12} (h - 2 \delta) d^3$; jedoch ist δ gegen h nur klein, und das ganze Glied ohnehin klein gegen das erste. Setzt man $b \delta = \frac{1}{2} (F - h d - 2 d \delta)$, so ergibt sich nach der zweiten der Gleichungen 7

$$42. \quad b = \sqrt{\frac{12 F l_1^2 - A h d^3}{A (F - h d - 2 d \delta)}}.$$

Berechnet man für eine Reihe praktisch zulässiger Querschnitte das l genauer, so ergibt sich, dass man die Form 40 mit genügender Genauigkeit beibehalten kann; die Coefficienten ergeben sich indess etwas anders, nämlich:

$$43. \quad b = 0,0676 l_1 + 0,113 h \frac{d}{\delta}.$$

3. **Genietete Stäbe.** Bezeichnet man die Fläche und das Trägheitsmoment des mittleren Theiles, letzteres in Beziehung auf eine zum Stege parallele Schweraxe, mit f und w , die Breite und Dicke der Lamellen mit h , δ , so ist $W = w + \frac{1}{6} b^3 \delta = w + \frac{1}{12} b^2 (F - f)$. Dies in die zweite der Gleichungen 7 eingesetzt, giebt

$$44. \quad b = \sqrt{\frac{12 (F l_1^2 - A w)}{A (F - f)}}.$$

Diese Gleichung lässt sich anwenden zur Berechnung der Breite der Lamellen oder, wenn solche nicht vorhanden sind, zur Berechnung der Breite der auf dem Stege senkrechten Schenkel der Winkeleisen.

Die Formeln 40 und 43 gelten nur, wenn der Stab die theoretische Querschnittsfläche wirklich erhält. Die Formeln 41, 42 und 44 gelten dagegen auch, wenn die Querschnittsfläche aus praktischen Gründen grösser zu wählen ist, als die theoretische; nur ist für F immer die theoretische Querschnittsfläche einzuführen.

Selbstverständlich geben die Formeln in allen Fällen nur die zulässige Minimalbreite an; oft aber wird eine grössere Breite zur Erzielung der nöthigen Querschnittsflächen nöthig oder wenigstens zweckmässig sein.

§. 89. Praktische Annahme der Höhe des I-förmigen Querschnittes. Nach den oben geführten theoretischen Entwicklungen ergab sich die Höhe h für den I-förmigen Querschnitt ohne Mittelrippe = $0,027 l$ oder = $0,015 H$ bis $0,038 H$ und für den Querschnitt mit Mittelrippe

$h = 0,029 l$ bis $0,034 l$ oder $0,016 H$ bis $0,048 H$. Man findet indessen in der Praxis h allgemein grösser. Eine grössere Höhe ist, da sie eine übermässige Sicherheit gegen Einknicken bietet, selbstverständlich zulässig und man erreicht dadurch den Vortheil, die Materialvertheilung im Gurte besser anordnen zu können und den Trägern eine grössere Seitensteifigkeit zu geben. Man findet bei Eisenbahnbrücken $h = 0,050 H$ bis $0,160 H$ im Mittel etwa

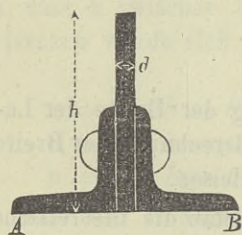
$$45. \quad h = 0,08 H.$$

Bei Strassenbrücken dürften indess die sich theoretisch ergebenden Höhen für die praktische Ausführung genügen.

§. 90. Allgemeine Behandlung. Es kommen oft Fälle vor, wo sich entweder keine einfachen Ausdrücke für die Flächen- und Trägheitsmomente angeben lassen oder eine Auflösung der Gleichungen zu schwierig ist. In solchen Fällen kommt man am schnellsten zum Ziele, wenn man verschiedene Profile mit dem vorgeschriebenen Flächeninhalte entwirft und nun durch Interpolation nach der Regula falsi dasjenige ermittelt, welches den Bedingungen entspricht. Hierbei sind die beiden Fälle zu unterscheiden, dass entweder nur das Einknicken nach einer Richtung oder dass das Einknicken nach beiden Richtungen in Frage kommt. Wir werden für jeden dieser beiden Fälle ein Beispiel geben, wodurch die Methode am besten deutlich gemacht werden dürfte.

I. Beispiel: Der Träger habe 500^{cm} Höhe; die Länge der unter 45° geneigten Stäbe wird alsdann $1,415 \cdot 500 = 708$. Bei vierfachem Systeme mit schlaffen Zugstäben wird $l = 0,562 \cdot 708 = 398$. Der Druck sei 39230 Klgr. , also die nöthige Querschnittsfläche bei $700 \text{ Klgr. pro } \square^{cm} = \frac{39230}{700} = 56 \square^{cm}$. Die Druckstäbe haben einen aus zwei Winkeleisen von 8^{cm} Schenkelbreite, $1,2^{cm}$ Dicke, und aus einer Lamelle zusammengesetzten Querschnitt (Fig. 179). Die Winkeleisen haben zusammen $35,5 \square^{cm}$ Querschnittsfläche und in Beziehung auf die Basis das statische Moment $86,6$ und das Trägheitsmoment 417 . Die Lamelle muss also eine Querschnittsfläche von $56,0 - 35,5 = 20,5 \square^{cm}$

Fig. 179.



erhalten. Wir wählen die Dicken $\delta = 1,0^{cm}$ und $\delta = 1,5^{cm}$, also die Höhen $h = \frac{20,5}{1} = 20,5^{cm}$ und $h = \frac{20,5}{1,5} = 13,6^{cm}$

Das statische Moment für die Basis wird nun $86,6 + \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 20,5^2 = 296,2$ und $86,6 + \frac{1}{2} \cdot 1,5 \cdot 13,6^2 = 225,7$, also der Abstand x des Schwerpunktes von der Basis $= \frac{296,2}{56,0} = 5,29^{cm}$ und $\frac{225,7}{56,0} = 4,03^{cm}$.

Das Trägheitsmoment für die Basis ist $417 + \frac{1}{3} \cdot 1,0 \cdot 20,5^3 = 3289$ und $417 + \frac{1}{3} \cdot 1,5 \cdot 13,6^3 = 1675$, also das Trägheitsmoment für die zur Basis parallele Schweraxe $3289 - 56 \cdot 5,29^2 = 1722$ und $1675 - 56 \cdot 4,03^2 = 766$. Setzen wir $l - \sqrt{\frac{AW}{F}} = X$, so muss nach Formel 5 $X = 0$ werden. Nun aber wird für

$$\delta = 1,0, \quad h = 20,5 \quad X = 398 - \sqrt{\frac{5640 \cdot 1722}{56}} = -18,$$

$$\delta = 1,5, \quad h = 13,6 \quad X = 398 - \sqrt{\frac{5640 \cdot 766}{56}} = +120.$$

Nach der Regula falsi verhält sich nun

$$20,5 - h : 20,5 - 13,6 = 18 : 18 + 120,$$

$$20,5 - h : 6,9 = 18 : 158.$$

Hieraus folgt $20,5 - h = 0,9$, also $h = 20,5 - 0,9 = 19,6$.

Die entsprechende Dicke ist $\frac{20,5}{19,6} = 1,05 \text{ cm}$.

II. Beispiel. Der Träger habe 660 cm Höhe. Die Länge der unter 45° geneigten Stäbe ist $1,414 \cdot 660 = 933,2$. Für $n = 4$ wird $l = 0,562 \cdot 933,2 = 524,3$, $l_1 = 0,25 \cdot 933 = 233,2$. Der Druck sei 69170 Kgr. , also die Querschnittsfläche bei $700 \text{ Kgr. pro cm}^2 = \frac{6917}{700} = 98,8 \text{ cm}^2$. Die Druckstäbe haben einen aus zwei Lamellen und zwei T-Eisen zusammengesetzten Querschnitt (Fig. 180). Beide Theile sollen von einander 3 cm Abstand haben.

a) Wir wählen zunächst T-Eisen mit 12 cm Breite 15 cm Höhe, $1,3 \text{ cm}$ Dicke, also $33,4 \text{ cm}^2$ Querschnitt; jede Lamelle muss alsdann $\frac{1}{2} 98,8 - 33,4 = 16,0 \text{ cm}^2$ erhalten. Wir wählen 16 cm Breite, 1 cm Dicke und 12 cm Breite, $1 \frac{1}{2} \text{ cm}$ Dicke. Das Trägheitsmoment für die Axe YY ergibt sich zu $1062,1$ und $763,5$. Setzen wir

$$l_1 - \sqrt{\frac{A W_1}{F}} = Y, \text{ so wird}$$

$$b = 16 \text{ cm}, \quad \delta = 1 \text{ cm}, \quad Y = 233,2 - \sqrt{\frac{5640 \cdot 1062,1}{98,8}} = 233,2 - 240,6 = -7,4$$

$$b_2 = 12 \text{ cm}, \quad \delta = 1 \frac{1}{2} \text{ cm}, \quad Y = 233,2 - \sqrt{\frac{5640 \cdot 763,5}{98,8}} = 233,2 - 208,8 = +23,4$$

Die Interpolation giebt wie im vorigen Beispiele:

$$b = 15,0 \text{ cm}, \quad \delta = 1,07 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment für diesen Querschnitt in Beziehung auf die Axe XX ergibt sich $W = 5164$, daher die freie Länge $= \sqrt{\frac{5640 \cdot 5164}{98,8}} = 566,3 \text{ cm}$, während $l = 524 \text{ cm}$ ist. Die Steifigkeit wäre daher eine übermässige.

b) Wir wählen daher noch niedrigere T-Eisen und zwar mit 12 cm Breite, 12 cm Höhe, $1,3 \text{ cm}$ Dicke, also $29,5 \text{ cm}^2$ Querschnitt; jede Lamelle muss alsdann noch $\frac{1}{2} 98,8 - 29,5 = 19,9 \text{ cm}^2$ erhalten. Wir wählen 15 cm Breite, $1,33 \text{ cm}$ Dicke und 12 cm Breite, $1,66 \text{ cm}$ Dicke. Das Trägheitsmoment für die Axe YY ergibt sich zu $1125,6$ und $855,6$. Hiernach wird

$$b = 15, \quad \delta = 1,33, \quad Y = 233,2 - \sqrt{\frac{5640 \cdot 1125,6}{98,8}} = 233,2 - 264,5 = -31,3$$

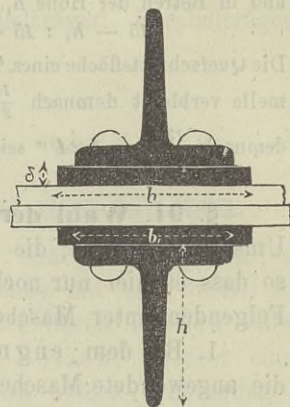
$$b = 12, \quad \delta = 1,66, \quad Y = 233,2 - \sqrt{\frac{5640 \cdot 855,6}{98,8}} = 233,2 - 230,5 = +2,7$$

Die Interpolation giebt

$$b = 12,2 \text{ cm}, \quad \delta = 1,31 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment in Beziehung auf die Axe XX ergibt sich für diese Dimensionen zu $W = 3287$.

Fig. 180.



Setzen wir nun noch $l - \sqrt{\frac{AW}{F}} = X$, so ergibt sich für

$$a) \quad X = 524,3 - \sqrt{\frac{5640 \cdot 5164}{98,8}} = 524,3 - 566,3 = - 42,0,$$

$$b) \quad X = 524,3 - \sqrt{\frac{5640 \cdot 3287}{98,8}} = 524,3 - 451,8 = + 72,5.$$

In Betreff der Breite b wäre nun zu setzen:

$$15,0 - b : 15,0 - 12,2 = 42,0 : 42,0 + 72,5, \quad b = 14,0,$$

und in Betreff der Höhe h_1 der **T**-Eisen

$$15 - h_1 : 15 - 12 = 42,0 : 42,0 + 72,5, \quad h_1 = 13,9.$$

Die Querschnittsfläche eines **T**-Eisens ergibt sich hiernach zu $32,1 \text{ cm}^2$; für jede Lamelle verbleibt demnach $\frac{1}{2} \cdot 98,8 - 32,1 = 17,3 \text{ cm}^2$. Die Dicke der Lamelle muss demnach $\frac{17,3}{14,0} = 1,24 \text{ cm}$ sein.

§. 91. Wahl der Maschenweite. In §. 16 wurden bereits die Umstände erörtert, die auf die Wahl der Maschenweite Einfluss nehmen, so dass es hier nur noch auf Zahlenangaben ankommt. Wir verstehen im Folgenden unter Maschenweite die Länge der Theile eines Gitterstabes.

1. Bei dem engmaschigen oder Flacheisensysteme beträgt die angewendete Maschenweite *0,2 bis 0,9 Meter* und die Theilungszahl *2 bis 22*. Im Mittel lässt sich die Maschenweite bei der Trägerhöhe H ausdrücken durch die Formel

$$46. \quad \lambda = 0,24 + 0,04 H \text{ Meter.}$$

2. Bei Anwendung von Winkeleisen zu Gitterstäben lässt sich eine grössere Maschenweite anwenden. Man findet hier Maschenweiten von *0,4 bis 1,2 Meter*. Im Mittel lässt sich die angewendete Maschenweite ausdrücken durch die Formel

$$47. \quad \lambda = 0,35 + 0,14 H \text{ Meter.}$$

3. Eine noch grössere Maschenweite gestattet die Anwendung von **T**-Eisen, **U**-Eisen und **Ω**-Eisen. Als passende Theilungszahl erscheint bei eingelegigen Brücken *2 bis zu 25 Met.*, *4 von 25 bis 55 Met.*, *6 über 55 Met.* Spannweite, bei zweigelegigen Brücken *2 bis zu 15 Met.*, *4 von 15 bis 40 Met.*, *6 über 40 Met.* Spannweite. Hierbei ist Netzwerk <orausgesetzt; beim Fachwerke kann man mit der Spannweite für jede Theilungszahl noch um ungefähr *12 Meter* weiter gehen.

Bei einer Zusammensetzung aus Winkeleisen und Lamellen lassen sich noch grössere Maschenweiten anwenden. Bei gegebener Theilungszahl kann man mit der Spannweite bei ein- und zweigelegigen Brücken noch um etwa bezüglich *6 und 3 Met.* weiter gehen.

4. Der kreuzförmige Querschnitt gestattet eine noch grössere Maschenweite; bei einer Zusammensetzung aus Winkel- und Flacheisen kann man etwa die Theilungszahl bei eingelegigen Brücken *2 bis zu 80 Met.*, *4 über 80 Met.* Spannweite, bei zweigelegigen Brücken *2 bis zu 50 Met.*, *4 über 50 Met.* Spannweite wählen. Hierbei ist wiederum Netz-

werk vorausgesetzt; das Fachwerk gestattet bei jeder Theilungszahl eine um ungefähr 15 *Met.* weitere Spannweite.

5. Die grösste Maschenweite lassen die Gitterstäbe mit I-förmigem Querschnitte zu. Man wird hier meist mit einer der Theilungszahlen 2, 3 oder 4 auskommen und wird es in jedem Falle leicht sein, zu entscheiden, welche dieser Zahlen für die praktische Ausführung die beste ist.

Diese Angaben beziehen sich nur auf Parallelträger. Parabelträger gestatten grössere Maschenweiten.

VI. K a p i t e l.

Verbindung der Gitterstäbe mit den Gurten.

§. 92. **Arten der Verbindung.** Bei den Constructionen in Schmiedeeisen pflegt die Verbindung der Gitterstäbe mit den Gurten in doppelter Weise zu geschehen, nämlich entweder durch Nietten oder charnierartig durch einen einzigen cylindrischen Bolzen, welcher eine Drehung der Gitterstäbe zulässt. Jede von diesen beiden Verbindungsweisen bietet gegenüber der anderen gewisse Vor- und Nachteile:

1. Bei der Bolzenverbindung tritt eine grössere Beanspruchung des Eisens um den Bolzen herum ein. Ist nämlich der Durchmesser des Bolzens oder Nietes d , die Dicke des zu befestigenden Stabes δ , die auf den Bolzen oder Niet wirkende Kraft P , so ist der grösste Druck zwischen beiden Theilen pro Flächeneinheit $N = \frac{P}{d\delta}$. Ist

der Sicherheitscoefficient gegen Abscheeren K_1 , so ist $P = \frac{\pi}{4} K_1 d^2$. Ist \mathfrak{R} der Sicherheitscoefficient gegen Druck, so ist sehr nahe $K_1 = 0,9 \mathfrak{R}$, daher $P = \frac{0,9 \pi}{4} \mathfrak{R} d^2 = 0,707 \mathfrak{R} d^2$. Dies in den Ausdruck für N gesetzt, giebt

$$N = 0,707 \mathfrak{R} \frac{d}{\delta}.$$

Beim Niet ist beiläufig $d = 2\delta$, daher $N = 1,41 \mathfrak{R}$; jedoch wird dieser Druck durch die Reibung an der Grundfläche der Nietköpfe ganz aufgehoben oder bedeutend abgeschwächt, so dass jedenfalls $N < \mathfrak{R}$ ist. Beim Bolzen dagegen wird immer d bedeutend grösser als δ sein, also N bedeutend grösser als \mathfrak{R} . Soll $N = \mathfrak{R}$ sein, so müsste

$$\delta = 0,707 d$$

gemacht werden, was meistentheils auf praktische Schwierigkeiten stossen würde. Wählt man, um N zu verringern, die Bolzendicke grösser, als der Gleichung $P = \frac{\pi}{4} K_1 d^2$ entspricht, so ergeben sich wiederum unpraktische Dicken. Es bleibt daher nichts übrig, als bei der Bolzenver-

bindung grössere Werthe von N bis zu mindestens $2\mathcal{R}$ zuzulassen. In dieser Hinsicht ist also die Nietverbindung vorzuziehen.

2. Es ist kaum zu erwarten, dass der Bolzen genau in das Bolzenloch passt. Ist dies aber nicht der Fall, so wird *a)* der vorhin erwähnte Druck zwischen Bolzen und Stab noch vergrössert; *b)* es sind bei den Erschütterungen starke Bewegungen möglich und *c)* bei den Stäben, welche auf Zug und auf Druck beansprucht werden können, treten beim Wechsel zwischen Zug und Druck starke Verschiebungen ein.

3. Beim Be- und Entlasten finden kleine Drehungen der Gitterstäbe um den Bolzen statt; hierdurch findet namentlich mit Rücksicht auf den zu grossen Druck zwischen beiden Theilen ein allmähliches Ausschleifen statt; der vorhin erwähnte Zwischenraum wird also noch vergrössert, was natürlich Senkungen und stärkere Beanspruchung der Gurte zur Folge hat.

4. Für die Bolzenverbindung ist die zweckmässige Bildung der Augen an den Enden der Stäbe mit mehr Schwierigkeiten verbunden, als bei der Verbindung durch Nieten, da hier für die Zugstäbe ein Stauchen der Enden oder ein eigenthümlicher Walzprocess und ein genaues Ausdrehen der Bolzenlöcher nöthig wird.

5. Wenn die Gitterstäbe mit den Gurten vernietet sind, so müssen sie sich bei einer Durchbiegung des Trägers ebenfalls krümmen, was die Beanspruchung erhöht. Die Erhöhung der Beanspruchung ist da am grössten, wo die Spannung der Gurte am grössten ist, bei einfachen Parallelträgern also in der Mitte; hier würde dies wenig ausmachen, weil hier die Gitterstäbe meist ohnehin stärker gehalten werden müssen, als es der gewöhnlichen Berechnung ohne Berücksichtigung der Biegung entspricht. Bei den continuirlichen Trägern aber findet die grösste Erhöhung der Beanspruchung über den Mittelpfeilern statt, wo die Stäbe ohnehin am stärksten beansprucht sind. Man pflegt die Erhöhung der Beanspruchung durch die Biegung nicht zu berücksichtigen und in der That würde dies zu ziemlich umständlichen Rechnungen Anlass geben. Indess ist dieser Einfluss gar nicht so unbedeutend und kann nach den Rechnungen des Verfassers bis zu *30 Procent* gehen.

Bei der Verbindung durch Bolzen findet ein Einfluss der Biegung nur dann statt, wenn man die sich kreuzenden Stäbe mit einander verbindet, was allerdings stets zu geschehen pflegt; indess ist hier die Erhöhung der Beanspruchung doch wesentlich geringer.

6. Wenn einzelne Theile, z. B. der gedrückte Gurt und die Druckstäbe, aus Gusseisen bestehen, so würden diese Theile bei einer festen Verbindung gebogen und in Folge dessen zum Theil auf Zug beansprucht werden; hier scheint daher eine Knotenverbindung vortheilhafter, abgesehen davon, dass dieselbe bei Anwendung von Gusseisen leichter durchzuführen ist.

7. Die Bolzenverbindung gestattet eine exactere Bestimmung der Spannungen. Bei Anwendung der Nietverbindung stösst die genaue Bestimmung der Spannungen auf grosse Schwierigkeiten und ist wohl auch noch nicht durchgeführt worden, da man der Berechnung stets das Vorhandensein von Gelenken zu Grunde legt. — Dass die unter dieser Voraussetzung ermittelten Spannungen nicht vollkommen richtig sein können, haben auch Versuche, sowie die Erfahrungen an ausgeführten Brücken gelehrt. Hinsichtlich dieser Unbestimmtheit können wir allerdings einigen Trost in dem bei der Bestimmung der Querschnittsdimensionen üblichen hohen Sicherheitsgrade finden.

8. Das Aufstellen der Eisenconstruction wird durch die Bolzenverbindung etwas erleichtert, indem die auf dem Baugerüste immer etwas schwierig ausführbaren Vernietungen auf ein Minimum reducirt werden.

9. Die einzelnen Zugstäbe lassen sich leicht einer Probe unterziehen, da das am Ende befindliche Auge gestattet, sie in einen Festigkeitsapparat einzuspannen.

Nach diesen Erörterungen dürfte die Nietverbindung dennoch der Bolzenverbindung vorzuziehen sein, falls kein Gusseisen zur Anwendung kommt.

Bolzenverbindungen findet man fast nur bei englischen und amerikanischen Brücken. Bei letzteren Brücken sind Knotenverbindungen fast ausschliesslich angewendet. In anderen Ländern hat man meistens die Nietverbindung vorgezogen.

Ausser diesen beiden Verbindungsweisen findet man noch einige andere, die wir am Schlusse dieses Kapitels besprechen werden.

§. 93. Lage der Kreuzungspunkte gegen die Gurte. Wir denken uns zunächst eine Verbindung der Gitterstäbe mit den Gurten durch Bolzen bewerkstelligt, so dass die Spannungen der Gitterstäbe auf die Gurte in einzelnen, bestimmten Punkten übertragen werden.

1. Fallen die Angriffspunkte der Zug- und Druckstäbe nicht zusammen, so würde der Gurt wellenförmig gebogen. Fallen dagegen die Angriffspunkte der Zug- und Druckstäbe zusammen, so setzen sich beide Kräfte zu einer horizontal wirkenden Resultante zusammen; eine wellenförmige Biegung kann also nicht eintreten, die Beanspruchung würde somit eine geringere. Jedenfalls wird man also je zwei Zug- und Druckstäbe durch einen einzigen Bolzen befestigen.

2. Die Lage des Bolzens gegen den Gurt ist gleichgültig, wenn sonst die Construction derart ist, dass sie einen Zug aufnehmen und einen Druck übertragen kann.

3. Wenn dagegen die Stäbe durch Nieten befestigt sind, so überträgt sich die Spannung an mehreren Punkten auf den Gurt. Eine genauere Bestimmung der Formänderung des Gurtes ist alsdann bei dem jetzigen Stande der Elasticitätslehre gar nicht möglich. Geringe partielle Ver-

biegungen werden indess hier immer entstehen. Fallen aber die Angriffspunkte zweier Zug- und Druckstäbe möglichst zusammen, so heben sich die von beiden Stäben im entgegengesetzten Sinne veranlassten Verbiegungen möglichst auf. Man soll also die Niete, welche je zwei Zug- und Druckstäbe befestigen, möglichst zusammenfallen lassen oder concentriren. Je weitmaschiger das Gitterwerk ist, desto mehr ist diese Bedingung zu erfüllen, da bei einem Nichtzusammenfallen eine desto grössere Verbiegung entstehen kann.

4. Es ist mehrfach der Satz aufgestellt worden, dass sich die Axen beider Stäbe im Schwerpunkte des Gurtquerschnittes schneiden sollen. Beweisen lässt sich dieser Satz durchaus nicht. Es ist allerdings wahr, dass bei Erfüllung dieser Bedingung die Niete möglichst in einem Punkte des Gurtes concentrirt sind; allein es ist nicht nöthig, dass dieser Punkt gerade der Schwerpunkt sei.

Man könnte meinen, dass, wenn der Durchschnittspunkt der Stäbe nicht mit dem Schwerpunkte des Gurtquerschnittes zusammenfällt, eine ungleichmässige Vertheilung der Spannung, also auch eine Biegung des Gurtes entstehen müsse. Wäre dem so, so müsste sich der Obergurt und Untergurt nach oben durchbiegen, wenn die Durchschnittspunkte der Stäbe innerhalb der beiden Schweraxen der Gurte liegen würden; diese Biegung würde aber der Durchbiegung des Trägers durch die Belastung entgegen, also nur günstig wirken.

Eine etwas ungleichmässige Vertheilung der Spannung nach dem Gesetze, dass die Spannung pro Flächeneinheit proportional dem Abstände von der neutralen Axe ist, findet im Gurte stets statt, wo auch der Durchschnittspunkt der Stäbe liegen möge. Näheres im theoretischen Theile.

§. 94. Lage der Querträger gegen die Knotenpunkte. Wenn die Uebertragung der Last auf einen Gurt durch Querträger oder Querschwellen zwischen je zwei Durchschnittspunkten der Zug- und Druckstäbe oder je zwei Knotenpunkten stattfindet, so wird der Gurt wellenförmig gebogen; damit trotzdem keine grössere Beanspruchung eintrete, muss der Gurt also stärker construirt werden, als wenn diese Biegung nicht eintritt (vergl. §. 33, Nr. 3). Es ist daher im Allgemeinen rathsam, die Querträger möglichst mit den Knotenpunkten zusammenfallen zu lassen.

Für das zu den Trägern nöthige Material wirkt die Befolgung dieser Regel unbedingt günstig; es fragt sich indess noch, ob sie auch für das Gesammtmaterial der Brücke günstig wirke. Je weiter nämlich die Knotenpunkte von einander entfernt sind, desto stärker müssen die zur Unterstützung der Schienen oder Schwellen dienenden secundären Längsträger sein, während man dieselben unter Umständen ganz entbehren kann, wenn man die Querträger näher legt. Auch hat man häufig die Querschwellen zur Vereinfachung der Construction direct auf den Gurt gelegt. Man könnte nun zwar die Knotenpunkte so nahe rücken, dass dieselben dennoch mit den Querträgern oder Querschwellen zusammenfallen; allein dann könnte man auf ein unvortheilhaftes System mit enger Maschenweite geführt werden.

Man sieht hieraus, dass es unter Umständen wohl von Vortheil sein kann, die Querträger nicht mit den Knotenpunkten zusammenfallen zu lassen. Auf eine bestimmte Beantwortung der Frage können wir indess erst bei der Besprechung der Querverbindungen eingehen.

A. Befestigung durch Nietten.

§. 95. **Allgemeine Regeln.** Obwohl hier die allgemeinen Regeln, welche wir über die Vernietungen bei Besprechung der Constructions-elemente aufgestellt haben, directe Anwendung finden, so erscheint es uns doch zweckmässig, die für den vorliegenden Fall geltenden Regeln nochmals zusammen zu stellen.

1. **Dicke der Nietten.** Je länger die Nietten sind, je dicker also die zu verbindenden Theile sind, desto dicker ist der Niet zu wählen; man geht nicht unter 18^{mm} und nicht über 26^{mm} . Ist die Dicke der zu verbindenden Theile wenig veränderlich, so wählt man nur eine Nietgattung; bei grösserer Veränderlichkeit kann man zwei, höchstens aber drei Nietgattungen wählen.

2. **Anzahl der Nietten.** Die Nietten werden auf Scheerfestigkeit beansprucht. Nach den über Nietverbindungen aufgestellten allgemeinen Regeln muss die Summe der bei einem Abscheeren entstehenden Schnittflächen gleich dem nutzbaren Querschnitte der zu befestigenden gezogenen Stäbe und $\frac{7}{8}$ vom vollen Querschnitte der zu befestigenden gedrückten Stäbe sein, vorausgesetzt, dass das zu den Nietten verwendete Eisen besserer Qualität ist, als das übrige Eisen. Bei gleicher Qualität würde die Summe der Nietschnittflächen $\frac{4}{3}$ vom nutzbaren Querschnitte der gezogenen und $\frac{7}{6}$ vom vollen Querschnitte der gedrückten Stäbe sein müssen. Bei der Bestimmung der Anzahl der Nietten ist nun zu beachten, ob die Nietten ein- oder doppelschnittig sind.

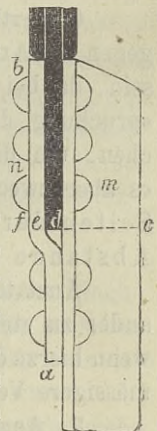
Bezeichnet man den vollen Querschnitt des Stabes mit f_1 , den Querschnitt nach Abzug der Nietlöcher, also den nutzbaren Querschnitt, für Zug mit f , den Nietdurchmesser mit d , die Anzahl der Nietten mit n , so ist für einschnittige Nietten

$$\text{für Zug: } n = \frac{4f}{\pi d^2}, \quad \text{für Druck: } n = \frac{7f_1}{2\pi d^2}.$$

Für doppelschnittige Nietten ist n halb so gross.

3. **Gabelung.** Wenn der Stab aus zwei Theilen besteht, welche auf verschiedenen Seiten eines Bleches befestigt werden, so muss die Nietzahl für jeden Theil der in demselben herrschenden Spannung oder dem Querschnitte desselben entsprechen. Häufig werden beide Theile gleichen Querschnitt haben, also auch eine gleiche Anzahl von Nietten erfordern. Wird an einem Formeisen eine Lasche ab (Fig. 181) aus Flacheisen genietet, so ergibt sich im Allgemeinen eine ungleiche An-

Fig. 181.



zahl von Nieten. Bezeichnen wir den nutzbaren Querschnitt des Stabes mit f , den vollen Querschnitt cd des Formeisens mit f_1 , den vollen Querschnitt ef des Flacheisens mit f_2 , die Anzahl der Nieten bezüglich mit n_1 , n_2 , die Nietdicke mit d , so ist für Zug

$$n_1 = \frac{4f}{\pi d^2} \frac{f_1}{f_1 + f_2}, \quad n_2 = \frac{4f}{\pi d^2} \frac{f_2}{f_1 + f_2}, \quad n_1 + n_2 = \frac{4f}{\pi d^2}$$

und für Druck

$$n_1 = \frac{7f_1}{2\pi d^2} \frac{f_1}{f_1 + f_2}, \quad n_2 = \frac{7f_1}{2\pi d^2} \frac{f_2}{f_1 + f_2}, \quad n_1 + n_2 = \frac{7f_1}{2\pi d^2}.$$

Die Anzahl der auf das Stück ea kommenden Nieten braucht nur gleich dem berechneten Werthe von n_2 genommen zu werden, auch wenn man etwa die Anzahl der auf b kommenden Nieten aus anderen Rücksichten grösser annehmen sollte.

4. Anzahl der Nieten der einzelnen Reihen. Bei den gezogenen Stäben ist es zweckmässig, in die erste Nietreihe möglichst wenig Nieten zu setzen, da diese für die Schwächung des Querschnittes massgebend ist. Meist setzt man in diese Reihe auch nur einen Niet (z. B. Fig. 189, 197 etc.). Bei den gedrückten Stäben, bei denen die Nieten nicht in Abzug zu bringen sind, ist dies nicht unbedingt nöthig. Die Anzahl der Nieten in den einzelnen Reihen darf nicht plötzlich um viel zunehmen, also nicht etwa von 1 auf 3 oder 4.

5. Anzahl der Nietreihen. Die Anzahl der Nietreihen soll möglichst gering sein, da eine um so gleichmässiger Vertheilung der Kraft auf die Nieten eintritt, je geringer die Anzahl der Reihen ist. Es ist besser, weniger Reihen und jede mit mehr Nieten anzuordnen. Eine Befestigung durch eine Menge von einzelnen Nieten, wie z. B. in Fig. 187 und 188, ist verwerflich, daher ist auch ein Querschnitt der Gitterstäbe, welche eine derartige Befestigung nöthig macht, z. B. schmale und dicke Flacheisen (Fig. 187) und schmale Winkeleisen (Fig. 188) verwerflich.

6. Vertheilung der Nieten. Eine symmetrische Anordnung der Nieten gegen die Axe des Stabes (Fig. 189) würde allerdings am zweckmässigsten sein, da bei einer anderen Anordnung eine etwas ungleichmässige Beanspruchung des Stabes eintritt. Jedoch muss man hiervon oft abweichen, um die Anordnung möglichst einfach zu erhalten. Jedenfalls ist es aber zweckmässig, die Anordnung so zu treffen, dass auf beiden Seiten der Axe möglichst gleich viel Nieten und in gleichem Abstände von der Axe liegen (Fig. 191, 195, 196 u. s. w.).

Anstatt mehrere Nieten einzeln in der Axe des Stabes hinter einander zu stellen, hat man oft die Nieten gegenseitig versetzt (Fig. 186), wenn hierzu die Breite des Stabes ausreichte, wodurch allerdings eine gleichmässiger Vertheilung der Kraft auf die Nieten veranlasst wird.

7. Aenderung des Stabquerschnittes. Eine Veränderung des

Stabquerschnittes innerhalb der Nietreihen ist zulässig, hierbei muss aber der Querschnitt ab (Fig. 182) an einem Absatze mindestens ebenso gross sein, als die Summe der Nietquerschnitte, welche auf das ausserhalb ab liegende Ende des Stabes kommen.

8. Verkröpfung. Eine Verkröpfung innerhalb der Nietreihen ist zulässig, wenn der Stab in Folge seines Querschnittes eine genügende Steifigkeit zur Uebertragung der Kraft hat, ohne dass eine Streckung desselben eintritt. Eine Verkröpfung eines dünnen Flacheisens würde also unzulässig sein.

9. Unterlagen. Eine Unterlage ab (Fig. 183) unter den zu befestigenden Stab ist nur zulässig, wenn dieselbe nicht nur durch diejenigen Nieten befestigt ist, welche gleichzeitig durch den Stab gehen, weil hier die den Stab befestigenden Nieten nicht auf Scheerfestigkeit, sondern wegen des Nachgebens der Unterlage auf Bruchfestigkeit beansprucht werden würden. Man findet gegen diese Regel allerdings Verstösse. Zulässig ist die Unterlage nur, wenn die übrigen Nieten, welche nicht durch die Unterlagsplatte gehen, allein schon genügen würden, den Stab zu befestigen, oder wenn die Unterlage ab ausser durch diejenigen Nieten, welche gleichzeitig durch den Stab gehen, noch durch andere Nieten gehörig befestigt wird (Fig. 190).

10. Uebergreifung beider Stäbe. Wenn beide Stäbe, auf ein und derselben Seite über einander liegend, durch dieselben Nieten befestigt sind (Fig. 191 und 192), so ist nur der untere gehörig festgehalten; für den oberen Stab spielt der untere Stab die Rolle einer Unterlage, welche nach Nr. 9 zu beurtheilen ist. Ist der untere Stab ausserdem durch die gemeinschaftlichen Nieten a noch durch andere Nieten b befestigt, deren Anzahl etwas grösser ist, als die Anzahl der Nieten a , so ist die Befestigung zulässig. Eine genaue Bestimmung der Beanspruchung der Nieten lässt sich indess in diesem Falle nicht vornehmen, so dass es zweckmässig erscheint, zu der für jeden Stab nach der gewöhnlichen Regel berechneten Nietenanzahl noch einige Nieten hinzuzufügen.

§. 96. Befestigung an den Winkleisen. Bei den ersten Flacheisenbrücken wurden in der Regel je zwei Stäbe durch einen Niet zwischen den gleichschenkligen Winkleisen befestigt (Fig. 184); meist aber ist dieser eine Niet zur sichern Befestigung ganz ungenügend gewesen.

Eine vollkommenerere Befestigung lässt sich bei Anwendung ungleich-

Fig. 182.

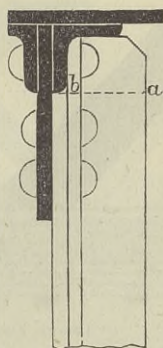
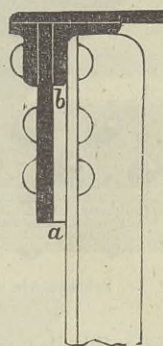
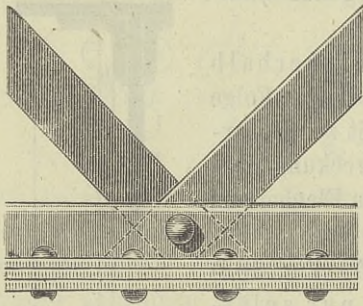


Fig. 183.



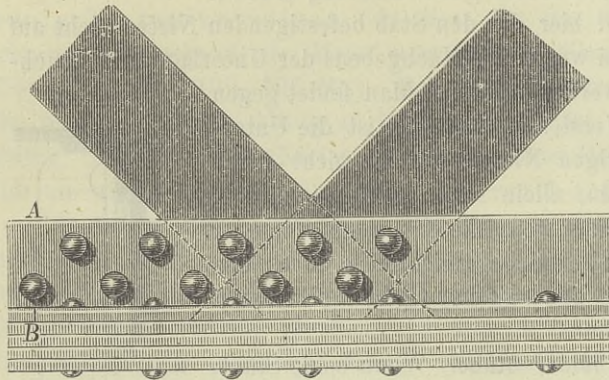
schenkliger Winkeleisen erzielen, welche die Unterbringung einer grösseren Anzahl von Nieten ermöglichen (Fig. 185).

Fig. 184.



(Vergl. Fig. 49, S. 51.)

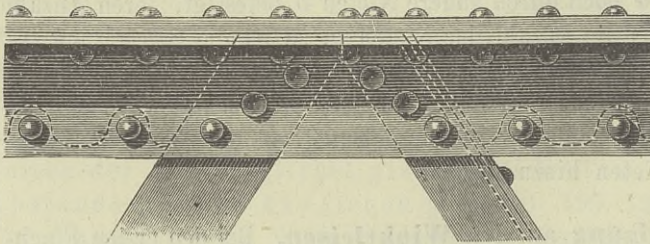
Fig. 185.



Brücken der schweizerischen Centralbahn. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.
(Vergl. Fig. 50, S. 51.)

beiden Theilen erfolgen kann (Fig. 76, 78, 79 und 85). Es lässt sich dann natürlich bei geeigneter Construction eine genügende Anzahl von Nieten unterbringen und ausserdem wird die Bildung von Wassersäcken vermieden.

Fig. 186.



Ebrobrücke. — $\frac{1}{20}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 73, S. 63.)

Sind je zwei Stäbe durch dieselben Nieten *a* befestigt, so sind dieselben für die in jedem Stabe wirkende Kraft (nach §. 95, Nr. 2) als einschnittige Nieten, für die Resultante aus beiden Kräften als doppelschnittige Nieten zu berechnen; die in erster Weise berechnete Nietenzahl ergibt sich grösser, ist also beizubehalten. Ist jeder Stab ausserdem noch durch andere Nieten befestigt, welche nicht durch beide Stäbe hindurchgehen, so sind Unterlagen nöthig; in Beziehung auf die Wirkung der Resultante aus beiden Kräften würden dieselben ganz nach §. 95, Nr. 9 zu beurtheilen sein.

Zuweilen hat man den Gurt aus zwei von einander entfernten Theilen bestehen lassen, so dass die Befestigung von Flacheisenstäben zwischen beiden Theilen erfolgen kann (Fig. 76, 78, 79 und 85). Es lässt sich dann natürlich bei geeigneter Construction eine genügende Anzahl von Nieten unterbringen und ausserdem wird die Bildung von Wassersäcken vermieden.

Für die Befestigung der Stäbe ausserhalb der Winkeleisen (Fig. 67, S. 66) und zwischen den weit von einander nach Art der Doppel-T-Gurte abstehenden Winkeleisen (Fig. 186) gilt das im folgenden §. zu Sagende.

§. 97. **Befestigung an den Stehblechen.** Am üblichsten ist es, die Gitterstäbe an den Stehblechen zu befestigen. Diese Befestigungsweise bietet gegenüber der vorigen den Vortheil, dass man eine grössere Nietanzahl unterbringen kann, indem man die Breite des Stehbleches entsprechend wählt und dass in den unteren Gurten Wassersäcke vermieden werden. Je nach dem Systeme des Gitterwerkes können verschiedene Befestigungsweisen in Anwendung kommen:

1. **Flacheisen.** Bei dem Flacheisensysteme wurde die eine Schar der Gitterstäbe in der Regel auf der einen, die andere auf der anderen Seite des Stehbleches befestigt (Fig. 187).

Zwischen beiden Scharen wurden an den Kreuzungsstellen Futterbleche von der Dicke des Stehbleches eingelegt oder es wurden die Stäbe so weit verbogen, dass sie sich unmittelbar berührten (Fig. 86, S. 77, Fig. 88,

Fig. 187.

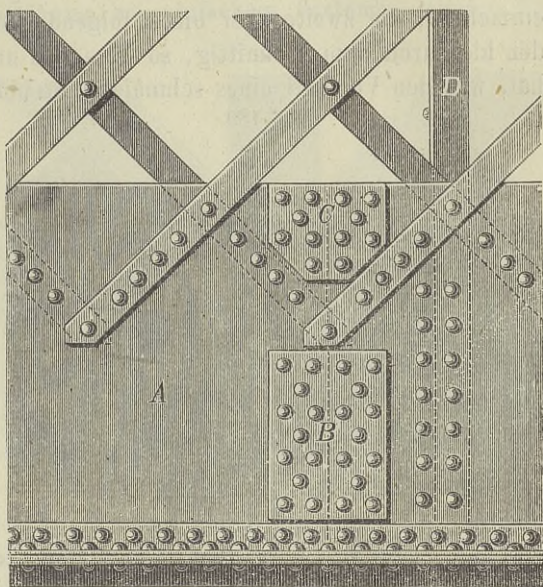
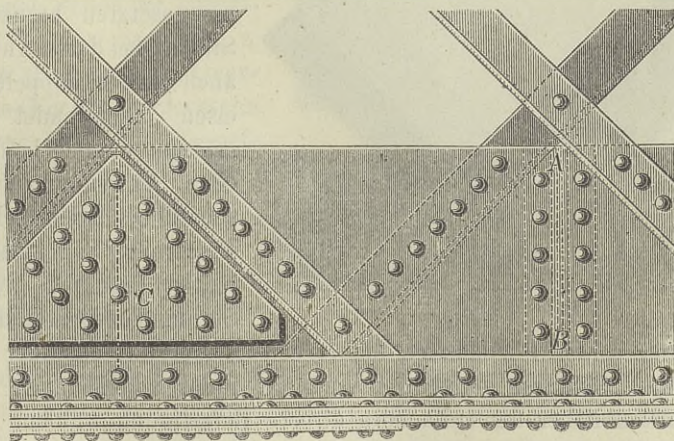
Rheinbrücke bei Cöln. — $\frac{1}{20}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 88, S. 78.)

Fig. 188).

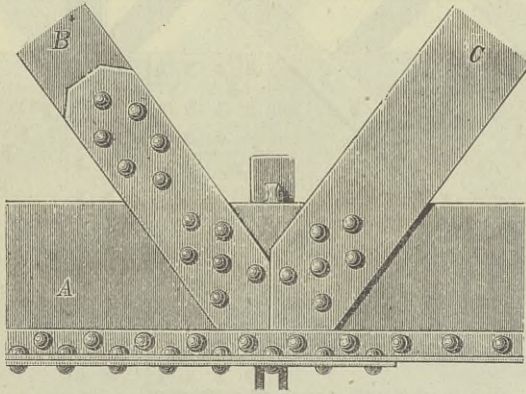
Fig. 188.

Brücke über dex Cernaro in Italien. — $\frac{1}{12}$ n. Gr.

S. 78). Bei anderen Systemen, deren Zugstäbe aus Flacheisen bestehen, wird das Flacheisen entweder direct am Stehbleche befestigt (Fig. 189,

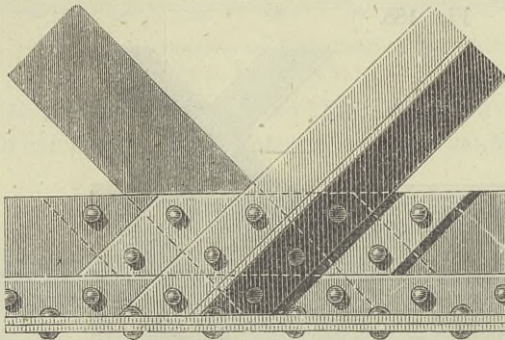
191, 192 und 193), oder es reicht nur bis zum Anstoss an das Stehblech und die Befestigung erfolgt mittelst zweier Laschen (Fig. 195; vergl. Fig. 195, 212). Die erste Art der Befestigung ist im Allgemeinen die einfachere; die zweite aber bietet folgende Vortheile: *a*) Die Niete werden hierdurch doppelschnittig, so dass man nur halb so viel Niete nöthig hat, was den Vortheil eines schmäleren Stehbleches mit sich führt. Da, wo

Fig. 189.

Lahnbrücke bei Lahnstein (mittlere Oeffnung). — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

(nämlich $3,4^m$ lange) Laschen angewendet. *c*) Die Kreuzung mit den Druckstäben lässt sich besser anordnen. Wenn die Druckstäbe auf einer Seite des Stehbleches befestigt sind, so liegen die Zug- und Druckstäbe bei der Anwendung von Laschen direct auf einander, während sonst der entstehende Zwischenraum von der Dicke des Stehbleches durch ein Futterblech

Fig. 190.

 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

ausgefüllt werden müsste. Bei den aus zwei Theilen zusammengesetzten kreuzförmigen Stäben, bei deren Anwendung auch immer doppelte Flacheisen angewendet werden müssen, würden beide Theile ohne Anwendung von Laschenblechen eine sehr grosse Entfernung von einander erhalten (nämlich gleich der Summe der Dicken des Stehbleches und beider Flacheisen), daher schwieriger mit einander zu verbinden sein. Sind die genannten Vortheile nicht von Belang, so wird man natürlich lieber die einfachere directe Befestigung wählen.

2. Einseitige Befestigung bei einfachem Systeme. Wenn die eine Stabschar auf einer Seite, die andere auf der andern Seite des Stehbleches befestigt wird (Fig. 188 und 190), so kommen beide Scharen in keiner Weise in Collision, so dass man hier die Befestigung in beliebiger Weise vor-

die Flacheisen doppelt angeordnet sind und auf beiden Seiten des Stehbleches befestigt werden (Fig. 191, 192 u. 193), kommt dieser Vortheil natürlich in Wegfall. *b*) Es sind kürzere Flacheisenstäbe nöthig, was bei ohnehin sehr langen Zugstäben von Werth sein kann. In Fig. 194 sind zur Abkürzung der Länge der Flacheisen sehr lange

Die Kreuzung mit den Druckstäben lässt sich besser anordnen. Wenn die Druckstäbe auf einer Seite des Stehbleches befestigt sind, so liegen die Zug- und Druckstäbe bei der Anwendung von Laschen direct auf einander, während sonst der entstehende Zwischenraum von der Dicke des Stehbleches durch ein Futterblech ausgefüllt werden müsste. Bei den aus zwei Theilen zusammengesetzten kreuzförmigen Stäben, bei deren Anwendung auch immer doppelte Flacheisen angewendet werden müssen, würden beide Theile ohne Anwendung von Laschenblechen eine sehr grosse Entfernung von einander erhalten (nämlich gleich der Summe der Dicken des Stehbleches und beider Flacheisen), daher schwieriger mit einander zu verbinden sein. Sind die genannten Vortheile nicht von Belang, so wird man natürlich lieber die einfachere directe Befestigung wählen.

nehmen kann. Am besten erscheint es nach §. 93, je zwei Stäbe zum Theil mit denselben Nieten zu befestigen (Fig. 190), so dass eine mögliche Concentration der für beide Stäbe nöthigen Nieten stattfindet.

3. Beiderseitige Befestigung bei einfachem Systeme. Dieser Fall tritt zunächst ein, wenn

doppelte Flacheisen angewendet oder wenn die Flacheisen mittels Laschen befestigt werden. Hier erscheint es am rathsamsten, die Befestigungsstellen beider Stäbe möglichst nahe zu rücken (Fig. 189 und 194). Mehrfach findet man die Stäbe übereinander befestigt (Fig. 191), wahrscheinlich um

den Durchschnittspunkt der Axen beider Stäbe möglichst oder ganz genau in die Schwerpunktsaxe des Gurtes fallen zu lassen; dass dies nicht unbedingt nöthig ist, wurde bereits in §. 93 besprochen. Andererseits aber ist diese Befestigungsweise nach §. 95, Nr. 10 nicht ganz sicher, wenn man nicht eine übermässige Nietenzahl anwendet.

Derselbe Fall tritt natürlich ein, wenn die steifen Gitterstäbe aus zwei auf verschiedenen Seiten zu befestigenden Theilen bestehen, z. B. beim kreuzförmigen Querschnitte (Fig. 192), oder wenn man, um die Nieten doppelschnittig zu machen, eine Laschenbefestigung anwendet (Fig. 189).

4. Verwendung der Laschenbleche als Futterbleche. Mehrfach hat man die zur Deckung der Stösse des Stehbleches dienenden Deckbleche als Futterbleche zur Befestigung der Gitterstäbe benützt, wie z. B. bei den Brücken der österreichischen Nordwestbahn.

Hier liegt je ein Stoss der beiden Stehbleche unmittelbar am Knotenpunkte. Die beiden Deckbleche reichen bis zu den beiden geneigten Flacheisen-Zugstäben und sind mit diesen bündig, so dass die Verticalen oder geneigten Druckstäbe mit kreuzförmigem Querschnitte zum Theil

Fig. 191.

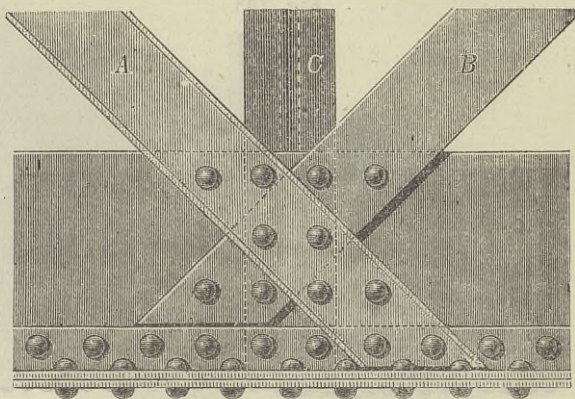
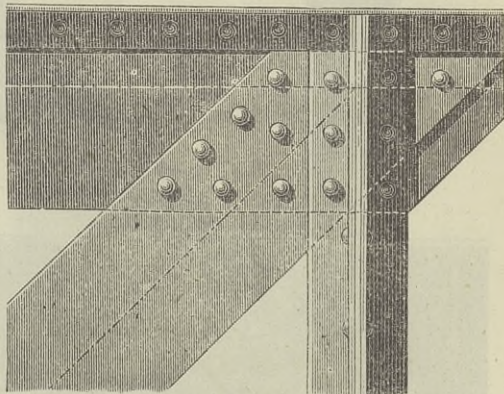
Iglava-Viaduct bei Eibenschütz. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

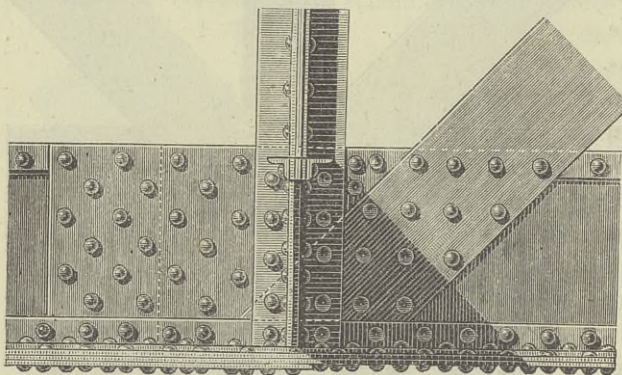
Fig. 192.

Brücke über den Bahnhof in München. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

auf den Deckblechen, zum Theil auf den Zugstäben befestigt werden konnten (Fig. 193).

5. **Combinirtes System.** Wenn von derselben Stelle des Gurtes ein verticaler und zwei geneigte Stäbe ausgehen, so erscheint es auch hier am rathsamsten, jeden Stab für sich zu befestigen (Fig. 196) und zwar so,

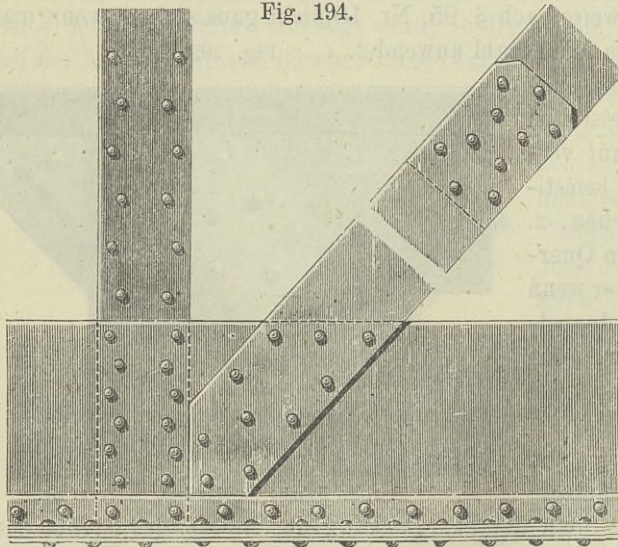
Fig. 193.



Brücke der österr. Nordwestbahn über die Elbe bei Aussig. — $\frac{1}{2}$ n. Gr. eisen befindet (Fig. 191).

6. **Gitterstäbe mit I-förmigem Querschnitte.** Diese befestigt man fast stets innerhalb, respective ausserhalb der beiden Stehbleche des doppel-T-förmigen oder

Fig. 194.



Rheinbrücke bei Mannheim. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

der Blechrippe der Druckstäbe im Wege.

Jedenfalls ist es rathsam, den Druckstab bis zu den Gurtlamellen oder wenigstens bis zu den Winkelleisen, welche zur Verbindung der Lamellen mit den Stehblechen dienen, fortzusetzen, um das Stehblech nicht selbst in Richtung des Stabes auf Druck in Anspruch zu nehmen.

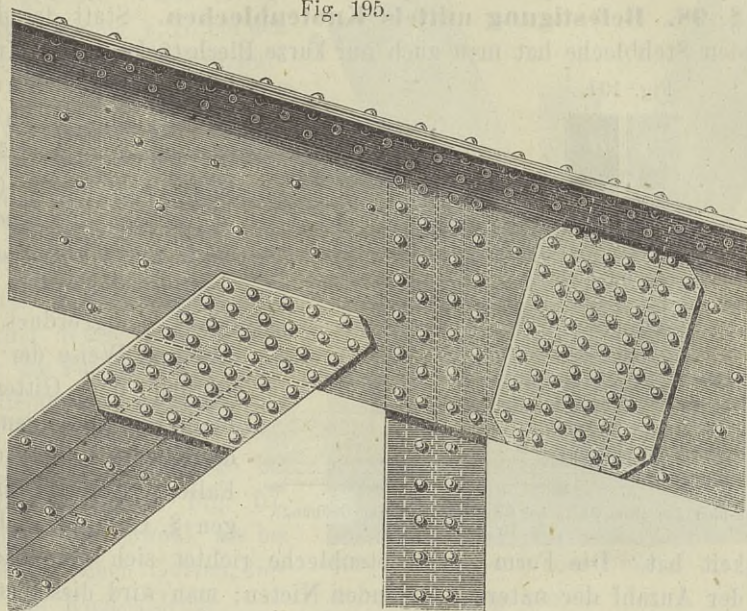
dass die Befestigungsstellen aller drei Theile möglichst nahe zusammenfallen. Sind die Verticalen nur für die

Querverbindungen nöthig, so kann man dieselben auch zum Theil auf die Gitterstäbe befestigen, wenn sich auf der einen Seite ein Flach-

des doppel-E-förmigen Gurtes (Fig. 194, 195). Man hat zwar auch die Lamellen gegen die Stehbleche stossen lassen und eine Befestigung durch Doppellaschen vorgenommen (Lahnbrücke bei Lahnstein, Fig. 189, Stab B); jedoch sind hier die inneren Laschen bei der Befestigung des Gitterwerkes oder

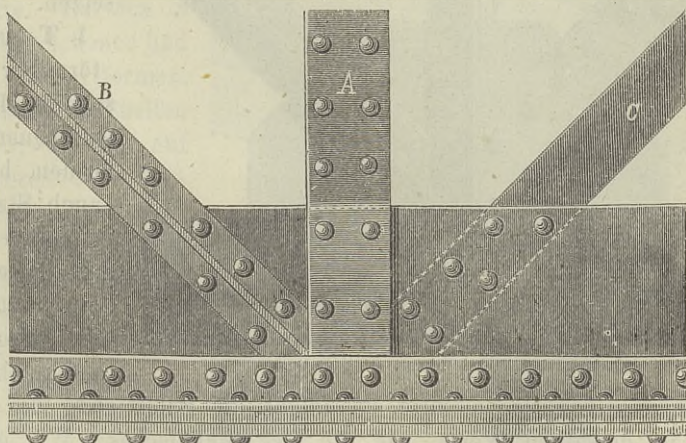
7. Breite des Stehbleches. Wie schon bemerkt, ist die Breite des Stehbleches hauptsächlich bedingt durch die Anzahl der zur Befestigung der Gitterstäbe nöthigen Nieten, wenn man nicht etwa das Stehblech zur

Fig. 195.

Leckbrücke bei Kulenburg. — $\frac{1}{16}$ n. Gr.

Erzielung der nöthigen Steifigkeit des Gurtes oder zur Befestigung der Querträger noch höher wählen muss. Man kann hierbei als Minimal-

Fig. 196.

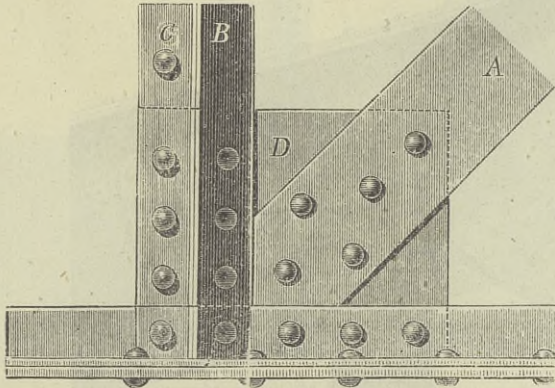
Moselbrücke bei Coblenz. — $\frac{1}{15}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 68, S. 67.)

Entfernung der Nieten unter sich etwa $3d$ und vom Rande des Bleches, normal gemessen, $1,5d$, in Richtung des unter 45° geneigten Stabes gemessen, $2,1d$ annehmen. Zuweilen hat man die Breite des Stehbleches

nach den Enden, dem Wachsen der Nietenzahl, entsprechend, sprungweise zunehmen lassen.

§. 98. **Befestigung mittels Knotenblechen.** Statt der durchgehenden Stehbleche hat man auch nur kurze Blechstücke an den Knoten-

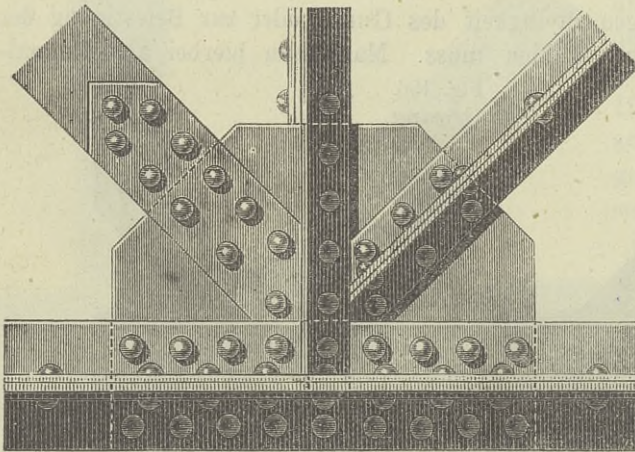
Fig. 197.



Brücke über den alten Rhein bei Griethausen (kleine Oeffnung). — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Giltigkeit hat. Die Form der Knotenbleche richtet sich hauptsächlich nach der Anzahl der unterzubringenden Niete; man wird dieselben, um

Fig. 198.



Flackensebrücke bei Erkner. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

und kreuzförmigen Querschnitte, geschieht die Befestigung des Knotenbleches in derselben Weise, wie die des Stehbleches. Wir geben in Fig. 197 die Verbindungsweise für einfaches Fachwerk, in Fig. 198 und 199 für Netzwerk; die Verticale in Fig. 198 gehört den Querträgern an.

Hinsichtlich der Fig. 199 ist zu bemerken, dass die zur Absteifung des Stehbleches dienenden, den Querträgern angehörig verticalen Win-

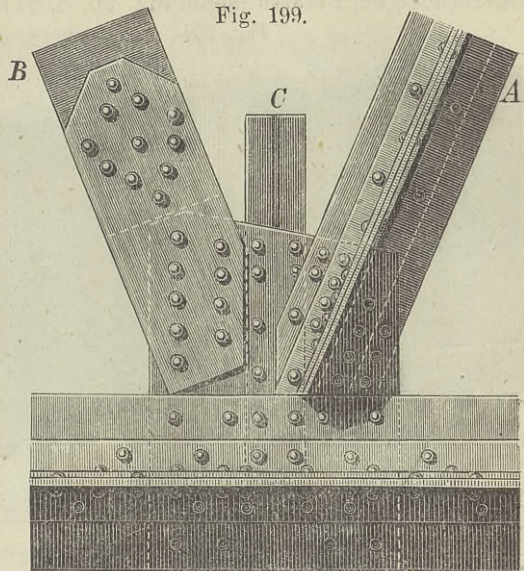
punkten, sogen. Knotenbleche oder Anschlussbleche, auch Anhängbleche genannt (franz. *la plaque d'assemblage*, engl. *the plate of assemblage*, *the plate of bond*), angeordnet. Die Art und Weise der Befestigung der Gitterstäbe bleibt hier im Allgemeinen dieselbe, wie im vorigen Falle, so dass das im vorigen §. Gesagte auch hier das Knotenblech möglichst klein zu erhalten, natürlich möglichst dicht setzen.

1. **T- und kreuzförmiger Querschnitt.** Bei allen Gurt-Querschnittsformen, bei denen auch Stehbleche zur Befestigung der Gitterstäbe in Anwendung kommen, also insbesondere beim **T-**

keleisen im Obergurte fehlen; zur nöthigen Absteifung sind hier die Winkeleisen der Druckstäbe bis über die Winkeleisen der Gurte fortgesetzt.

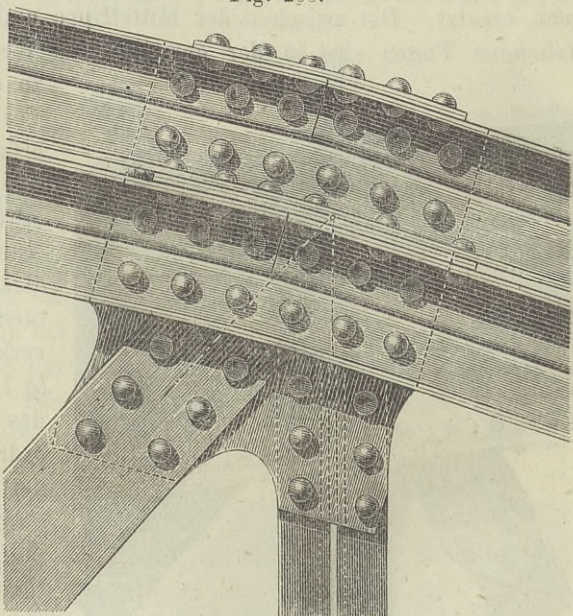
In gleicher Weise erfolgt die Befestigung z. B. bei den Schwedler'schen Etagengurten; wir geben in Fig. 200 die Verbindung der Weserbrücke bei Corvey; die Verbindung bei der Elbebrücke bei Meissen ist ganz entsprechend der später dargestellten Endverbindung. In gleicher Weise kann endlich auch die Verbindung bei den Streifengurten erfolgen, wie z. B. bei den kleinen Oeffnungen der Lahnbrücke bei Lahnstein (siehe Fig. 57, S. 63). Hier sowohl, als bei Schwedler'schen Gurten, dienen die Knotenbleche gleichzeitig als Laschenbleche zur Deckung der Stösse.

2. Doppel-E- und II-Gurte. Bei den in §. 47 besprochenen und ähnlichen Gurtformen, welche aus zwei Theilen bestehen, die nur auf der inneren oder äusseren Seite eine ebene Fläche zeigen, genügt es, die Knotenbleche entweder nur auf der inneren Seite dieser beiden Theile oder nur auf der äusseren Seite derselben zu befestigen, da trotz der einseitigen



Brücke über die Donau bei Gross-Prüfening. — $\frac{1}{17}$ n. Gr.

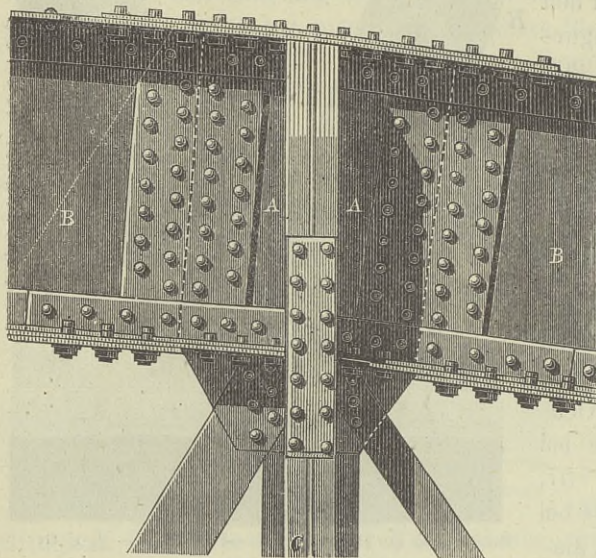
Fig. 200.



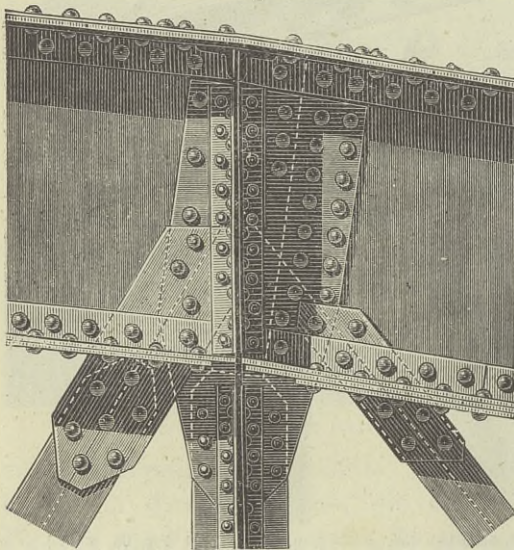
Weserbrücke bei Corvey. — $\frac{1}{17}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 63, S. 61.)

Befestigung ein Verbiegen in Folge der festen Verbindung bei der Knotenbleche durch die Druckstäbe mit I-förmigem Querschnitte nicht so leicht möglich ist. Wir finden diese Verbindung z. B. bei den äusseren Oeff-

nungen der Lahnbrücke bei Lahnstein (siehe Fig. 89, S. 79), dem Kleparow-Viadukt bei Lemberg (siehe Fig. 94, S. 81), der kurzen und langen Oderbrücke bei Breslau (siehe Fig. 96, S. 81) und der Brücke über die alte



Rheinbrücke bei Mainz. Altes Geleis. — $\frac{1}{15}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 82, S. 75.)
Fig. 202.



Brücke über den Rhein bei Mainz. Neues Geleis. — $\frac{1}{15}$ n. Gr. Fig. 201 nicht der Fall ist.

Man hat nämlich die Deckbleche des verticalen Gurtbleches nach unten verlängert, um an den Verlängerungen die Winkeleisen der Verticalen

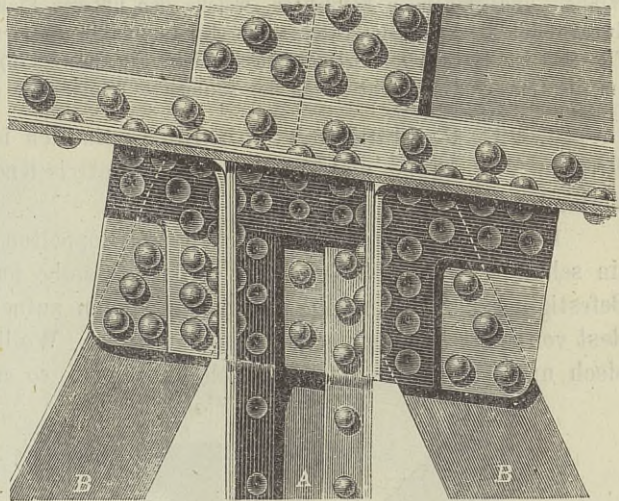
Oder bei Breslau (siehe Fig. 97, S. 82). Nur bei dieser letzten Brücke sind die Knotenbleche aussen befestigt.

3. I-Gurte. Bei den Gurten mit I-förmigem Querschnitte ist eine verschiedene Befestigungsweise der Knotenbleche in Anwendung gekommen: *a*) Die Mittelrippe *B* (Fig. 201) wird am Knoten durch das Knotenblech *A*, welches nach dem Gitterwerke hin über

die Winkeleisen hinaus geht, ersetzt. Die zwischen der Mittelrippe und dem Knotenbleche entstehenden Fugen sind in der gewöhnlichen Weise durch Laschenbleche zu decken. Wir finden diese Verbindung bei der Rheinbrücke bei Mainz für das alte Geleis (Fig. 201); die Mittelrippe ist hier 13^{mm} , das Knotenblech dagegen 16^{mm} dick, so dass die Laschenbleche und Winkeleisen etwas verkröpft werden mussten. *b*) Bei derselben Brücke für das neue Geleis ist die Anordnung wesentlich geändert, wohl zu dem Zwecke, um den Durchschnittspunkt der Axen der Gitterstäbe in die Axe des Gurtes zu verlegen, was in

befestigen zu können (Fig. 202). Die geneigten Flacheisenstäbe sind mittels Laschenblechen angeschlossen, welche zum Theil auf der verticalen Blechwand

(mit untergelegtem Futterbleche), zum Theil auf den Deckblechen der Blechwand liegen. Die Winkeleisen des Gurtes sind über diese Laschenbleche verkröpft. Diese Verbindung ist indess wohl etwas zu complicirt. *c*) Das Knotenblech wird mittels Winkeleisen an den Winkeleisen des Gurtes befestigt.

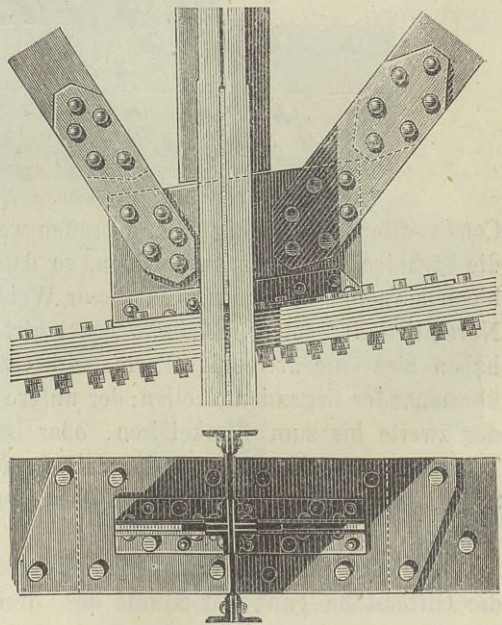


Shannonbrücke. — $\frac{1}{2}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 84, S. 76.)

Wir finden die Verbindung bei der Shannonbrücke in Irland (Fig. 203); hier sind zwei Knotenbleche angewendet, zwischen denen die aus Flacheisen bestehenden Diagonalen *B* und die Mittelrippe *A* der Verticalen liegen.

Fig. 204.

4. Bandgurte. Bei den Untergurten der Pauli'schen Träger ist an jedem Knotenpunkte eine Platte (Fig. 204) mit Schraubenbolzen auf dem Gurte befestigt; in diese ist bei der Brücke über den Rhein bei Mainz für das alte Geleis das Knotenblech, wie die Beschreibung besagt, mittels flacher Zinken eingesetzt. Bei der Brücke für das neue Geleis ist das 24^{mm} dicke Knotenblech mit der genannten Platte durch Winkeleisen verbunden (Fig. 204).



Bei den aus zwei E-för-Brücke über den Rhein bei Mainz. Neues Geleis. — $\frac{1}{6}$ n. Gr. migen Theilen bestehenden Obergurten der Pauli'schen Träger (siehe Fig. 100, S. 83) sind mit dem Gurte direct nur die Verticalen verbunden;

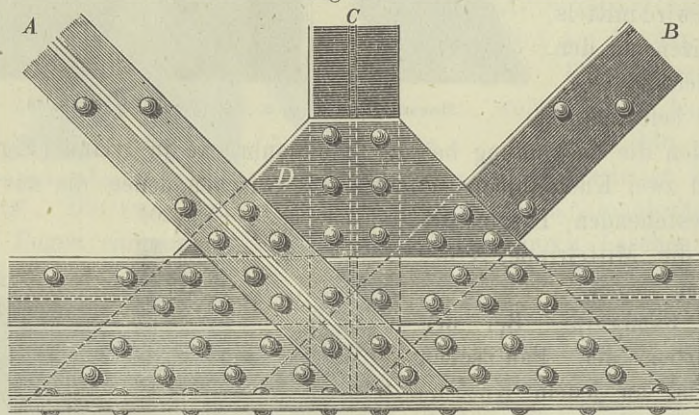
an diesem sind die Knotenbleche ganz in der Weise, wie in Fig. 204, befestigt.

In Fig. 202 sind die Winkeleisen, welche die Verticalen säumen, sowie die Winkel- und stehenden Flacheisen, welche den unteren Flansch des Obergurtes zum Zwecke der Deckung des Stosses am Knotenpunkte säumen, weggelassen. — In Fig. 203 ist das untere Horizontalblech (siehe Fig. 84, S. 76) durchschnitten gedacht, um die Construction nicht durch das säumende Winkeleisen zu verdecken.

§. 99. Combinirte Verbindung. Endlich ist noch eine aus der directen Verbindung und der Verbindung mittels Knotenbleche combinirte Verbindungsweise zu besprechen.

1. T-Gurte. Bei den einfachen und doppelten T-Gurten lässt sich ein schmales Stehblech anordnen, so dass dasselbe nur einen Theil der zur Befestigung der Gitterstäbe dienenden Nietten aufnehmen kann und der Rest von einem Knotenbleche aufzunehmen ist. Wollte man hier das Stehblech und das Knotenblech einfach anordnen, so müsste eine ähnliche

Fig. 205.

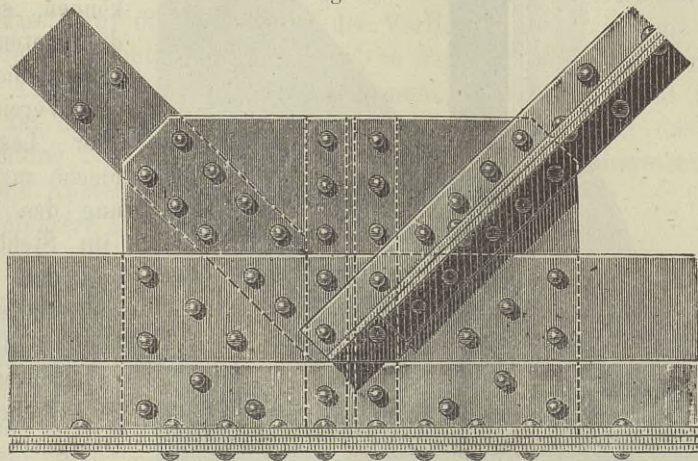
Normalien der österreichischen Südbahn. — $\frac{1}{15}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 57, S. 54.)

Construction, wie in Fig. 201, getroffen werden. Besser aber erscheint es, die Stehbleche doppelt anzuordnen, so dass sie zwischen sich das Knotenblech aufnehmen können. In dieser Weise sind zuerst von Pressel die Normalien der österr. Südbahn construiert (Fig. 205). Die Knotenbleche haben hier eine dreieckige Form. Die Stäbe bestehen meist aus mehreren übereinander liegenden Theilen; der untere Theil reicht bis zum Stehbleche, der zweite bis zum Winkeleisen, oder ist, wenn nöthig, noch über das Winkeleisen verkröpft, und der dritte reicht bis über das Winkeleisen. So entsteht eine einfache, meist ohne Verkröpfung durchzuführende Verbindung.

Bei den älteren Normalien und den Brücken der Brennerbahn liegen die Gitterstäbe ganz am Saume des dreieckigen Knotenbleches, so dass sich ihre Axen ausserhalb des Gurtes schneiden. Für die Anbringung der Querverbindungen ist diese Anordnung allerdings günstiger, wenn keine Verticalen vorhanden sind.

Bei den neueren Normalien ist diese Anordnung nur für Träger mit engerer Maschenweite, für welche nicht an allen Knotenpunkten Verticalen angeordnet sind, beibehalten; die dreieckigen Knotenbleche sind hier so gross, dass sie den Raum zwischen zwei aufeinanderfolgenden Stäben

Fig. 206.

Zayerbachbrücke bei Zwischenwässern. $\frac{1}{15}$ n. — Gr.

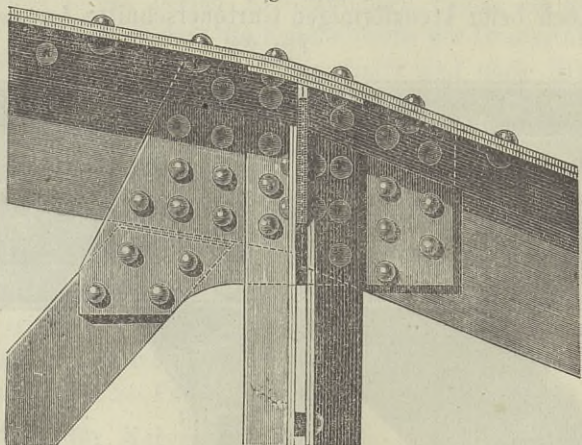
vollständig ausfüllen (Fig. 28, S. 34); jedoch scheint hier etwas zu viel Material verschwendet zu sein.

Eine Nachahmung dieser Construction mit einigen Modificationen zeigt die Zayerbachbrücke der Kronprinz Rudolf-Bahn (Fig. 206). Die

Knotenbleche haben hier eine rechteckige Form erhalten und sind auch für Knotenpunkte ohne Verticalen angewendet.

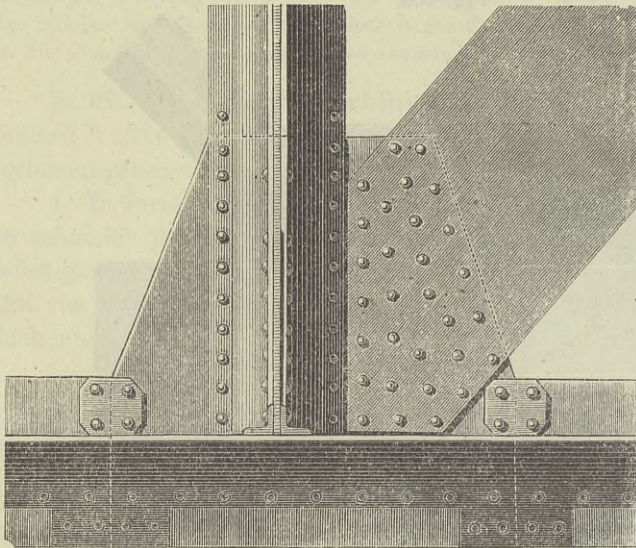
Wenn bei dieser Anordnung Futterbleche zwischen dem Knotenbleche und dem Gitterstabe nöthig werden, so ist das in §. 95, Nr. 9 Gesagte zu beachten, was aber bei den genannten Normalien nicht immer beachtet erscheint.

Statt zweier Stehbleche und eines Knotenbleches kann man auch ein Stehblech und zwei Knotenbleche anordnen, wie dies bei der Schwedler'schen Brücke über die Brahe bei Bromberg (Fig. 207) geschehen ist. Die

Brahebrücke bei Bromberg. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

Verticalen sind auf die Knotenbleche, der Diagonalen zwischen dieselben genietet. Abweichend von der vorigen Construction erscheinen hier die Knotenbleche nicht zu dem Zwecke, um für die Gitterstäbe mehr Nieten unterbringen zu können, sondern die Knotenbleche bilden hier nur eine Vereinigung der Laschenbleche zur Deckung des Stosses im Stehbleche und der Lasche zur Befestigung der einfachen Flacheisen am Stehbleche. Im Obergurte liegt der Stoss in den Axen der Verticalen (Fig. 207),

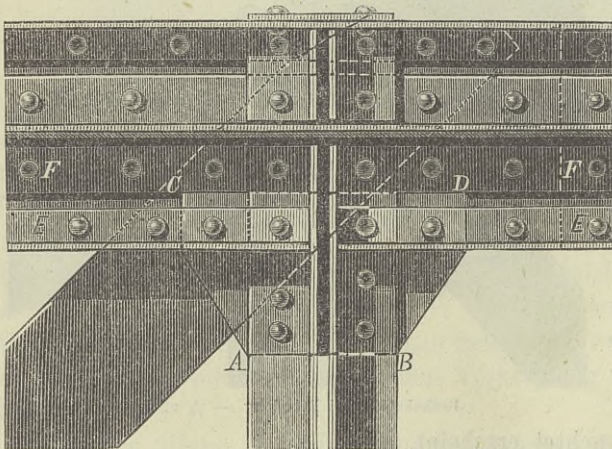
Fig. 208.

Donaucanal-Brücke bei Wien. — $\frac{1}{25}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 81, S. 74.)

im Untergurte dagegen neben der Verticalen. Dieselbe Construction ist auch bei der auf Tafel I. dargestellten Knotenverbindung angewendet.

2. Kreuzförmiger Gurt. Die eben erwähnten Constructions können auch beim kreuzförmigen Gurtquerschnitte Anwendung finden; jedoch er-

Fig. 209.

Donaubrücke bei Ingolstadt. — $\frac{1}{25}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 62, S. 58.)

scheint es bei grösseren Brücken im Interesse einer möglichst soliden Verbindung rathsamer, das Knotenblech zwischen alle vier Winkel- oder Quadrant-Eisen zu fassen (ähnlich wie in Fig. 198) und das Knotenblech mit dem Stehbleche durch Laschen zu verbinden. In dieser Weise ist z. B. die Construction bei der Brücke der österr. Staatsbahn über den Donaucanal bei Wien am Ober- und Untergurte (Fig. 208) durchgeführt. Die Knotenbleche haben hier je nach der Anzahl der unterzubringenden Nieten eine sehr verschiedene Grösse.

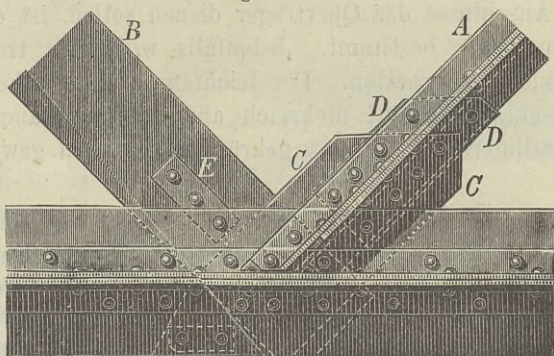
unterbringen zu können, sondern die Knotenbleche bilden hier nur eine Vereinigung der Laschenbleche zur Deckung des Stosses im Stehbleche und der Lasche zur Befestigung der einfachen Flacheisen am Stehbleche. Im Obergurte liegt der Stoss in den Axen der Verticalen (Fig. 207),

scheint es bei grösseren Brücken im Interesse einer möglichst soliden Verbindung rathsamer, das Knotenblech zwischen alle vier Winkel- oder Quadrant-Eisen zu fassen (ähnlich wie in Fig. 198) und das Knotenblech mit dem Stehbleche durch Laschen zu verbinden. In dieser Weise ist z. B. die Construction bei der Brücke der österr. Staatsbahn über den Donaucanal bei Wien am Ober- und Untergurte (Fig. 208) durchgeführt. Die Knotenbleche haben hier je nach der Anzahl der unterzubringenden Nieten eine sehr verschiedene Grösse.

3. Endlich kann auch der Fall eintreten, dass sich der eine der beiden Stäbe direct befestigen lässt, während für den anderen ein Knotenblech anzuordnen ist. So z. B. zeigt Fig. 209 die Verbindungsweise bei der Donaubrücke bei Ingolstadt. Die aus Flacheisen bestehenden Diagonalen sind hier unmittelbar zwischen die beiden Verticalbleche des Gurtes gefasst. Für die Befestigung der Verticalen aber reicht die Höhe der mittleren Horizontalrippe nicht aus, so dass auf jeder Seite ein Knotenblech $ABDC$ angeordnet werden musste. Die Verticale ist ausserdem noch auf dem durchgehenden Winkeleisen FF befestigt; das nur zur Versteifung dienende Winkeleisen EE ist am Knoten ausgeschnitten und über die Knotenbleche und Verticalen verkröpft.

Fig. 210.

Mehrere andere unter Gerber bei Klett & Comp. in Nürnberg construirten Brücken mit kreuzförmigem Gurtquerschnitte zeigen eine ähnliche Construction, indem zur Befestigung der Druckstäbe mit kreuzförmigem Querschnitte zwei Knotenbleche CC (Fig. 210) zwischen den beiden Theilen des Gurtes



Brücke über den Leck bei Kaufring. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.
(Vergl. Fig. 78, S. 72.)

angeordnet sind; zwischen diesen beiden Knotenblechen liegen die aus Flacheisen bestehenden Zugstäbe, so dass die Knotenbleche der Druckstäbe als Futterbleche für die Zugstäbe dienen. Nöthigenfalls sind noch Hilfsfutterbleche E angeordnet. Zwischen den beiden Knotenblechen CC liegen für den Druckstab noch Futterbleche DD .

In Fig. 209 ist die horizontale Mittelrippe durchschnitten gedacht, und die über und unter derselben liegenden Eckbleche (siehe Fig. 79, S. 73) sind weggelassen.

§. 100. Form der Knotenbleche und Anzahl der Nieten zu ihrer Befestigung. Die Knotenbleche haben die Resultante der in den beiden zu befestigenden Stäben wirkenden Spannungen aufzunehmen. Dieser Resultante entsprechend muss die Anzahl der Nietengewählt werden. Die Resultante wirkt in der Richtung der Gurte; bei Parallelträgern mit der Theilungszahl n ist sie für Fachwerk $\frac{1}{n} Q$, für Netzwerk $\frac{2}{n} Q$, wenn Q die betreffende Transversalkraft bedeutet; für Parabelträger mit gewöhnlichem Doppelfachwerk ist sie im Abstände x vom Ende $= \frac{p x (l-x)}{2l} \sec \delta$, wenn p die

zufällige Last pro Längeneinheit, l die Spannweite, δ den Neigungswinkel des Gurtes gegen die Horizontale bezeichnet.

Es ist nicht immer anzunehmen, dass sich diese Kraft auf alle Niete gleichmässig vertheilt, namentlich bei excentrischer Wirkung der Resultante; in diesem Falle muss man die berechnete Anzahl der Niete etwas vergrössern, was allerdings, da eine genaue Berechnung der auf die einzelnen Niete kommenden Spannungen meist nicht möglich sein wird, nach Gutdünken geschehen muss.

Durch die Anzahl dieser Niete, die Anzahl der Niete der an den Knotenblechen zu befestigenden Gitterstäbe, vielleicht auch durch den Umstand, dass die Knotenbleche gleichzeitig als Laschenbleche oder zum Anschlusse der Querträger dienen sollen, ist die Form der Knotenbleche ungefähr bestimmt. Jedenfalls wird man trachten, dieselben möglichst klein zu erhalten. Der leichten Ausführbarkeit wegen wählt man meist eckige Formen; mehrfach aber hat man auch zur Erzielung eines gefälligeren Aussehens gekrümmte Formen gewählt (Fig. 200).

§. 101. Vergleich der Befestigungsweisen.

1. Die Befestigung an einem durchgehenden Stehbleche bietet den Vortheil, dass das Stehblech als ein Theil des Gurtes in Rechnung gestellt werden kann; mit den Knotenblechen ist dies nicht der Fall, so dass diese mehr Material erheischen, was nur in dem Falle sehr gering ausfällt, wenn die Knotenbleche zugleich als Laschenbleche für den Gurt verwendet werden können. Dagegen ist auch zu bemerken, dass man sich bei Wahl eines Stehbleches an den Enden von Parallelträgern dem theoretischen Querschnitte weniger anschliessen kann, als bei Weglassung desselben.

2. Wenn die Nietanzahl sehr gross ist, so fallen Stehbleche so breit aus, dass sie im gedrückten Gurte nicht vollständig als tragende Theile in Rechnung gezogen werden können und alsdann erscheinen sie noch mehr als eine Materialverschwendung, wie die Knotenbleche.

3. Schmale Stehbleche erscheinen beim T- und kreuzförmigen Gurte als rsthlich, weil dadurch *a*) für die gedrückten Gurte die Steifigkeit im verticalen Sinne erhöht wird, *b*) es leichter möglich wird, die nöthige Querschnittsfläche herzustellen, ohne zu viel Lamellen über einander nieten zu müssen, und *c*) durch die grössere Höhe der Gurte ein hübscheres, kräftigeres Aussehen gewonnen wird.

Sonach dürfte es rathsam erscheinen, bei kleineren Spannweiten die Gitterstäbe nur am Stehbleche zu befestigen, dagegen bei grösseren Spannweiten und grösseren Maschenweiten eine Verbindung mittels Knotenblechen oder unter Umständen eine combinirte Befestigungsweise anzuwenden.

B. Befestigung durch Bolzen.

§. 102. Form der Gitterstabenden.

a) **Zugstäbe.** Den Flacheisen hat man meistentheils an den Enden durch eine entsprechende Verbreiterung ein sogen. Auge gegeben, ebenso wie dies bei den Kettenbrücken üblich ist. Das Auge wird nicht auf reine Zugfestigkeit beansprucht, sondern zum Theil auf Bruchfestigkeit; indess ist es schwierig, die Beanspruchung auf theoretischem Wege zu verfolgen. Versuche haben auf folgende Verhältnisse geführt (Fig. 211):

$$a = \frac{1}{2}b + \frac{2}{3}d,$$

$$c = \frac{1}{2}b + \frac{1}{3}d.$$

Hiernach würde das Auge äusserlich elliptisch zu begrenzen sein

(Fig. 211); man findet indess vielfach eine kreisförmige Begrenzung (Fig. 215). Bei amerikanischen Brücken findet man vielfach die mehr schleifenförmige Form (Fig. 212), zum Zwecke einer gleichmässigeren Vertheilung der Spannung, angewendet. Man hat aber auch den nöthigen Querschnitt am Bolzenloche ohne Verbreiterung durch Anieten zweier Laschen mit einer entsprechenden Dicke erzielt (Fig. 219). Letzteres dürfte insofern noch mehr anzurathen sein, als hierbei in Folge der grösseren Dicke der Druck am Umfange des Bolzenloches vermindert wird.

b) **Druckstäbe.** Bei den Druckstäben ist es natürlich nicht nöthig, am Bolzen die Querschnittfläche zu erhalten. Wohl aber wird es nöthig, eine solche Dicke herzustellen, dass der Druck am Umfange des Bolzenloches genügend klein wird. Bei sehr dicken Flacheisen ist eine Verstärkung nicht nöthig (Fig. 164, S. 115); falls dasselbe aber zu dünn ist, so nimmt man meist eine Verstärkung mittels aufgenieteteter Bleche vor (Fig. 214). Statt dessen hat man auch bei einer Zusammensetzung der Stäbe aus Flacheisen und T-Eisen das letztere bis an das Ende, natürlich mit beseitigter Mittelrippe, fortgesetzt (Fig. 213). Bei amerikanischen Brücken hat man vielfach den gedrückten Stäben zum

Fig. 211.

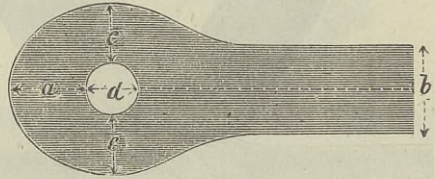


Fig. 212.

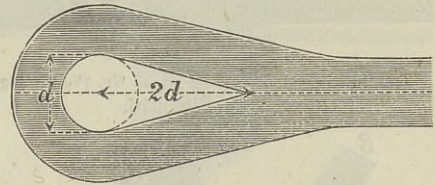
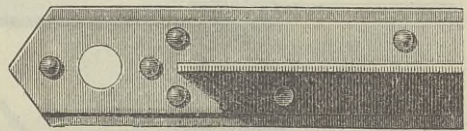
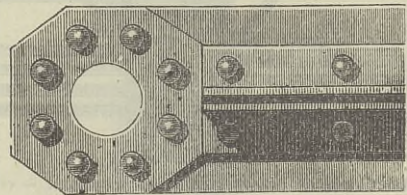


Fig. 213.



Taptee-Viaduct. — 1/10 n. Gr.

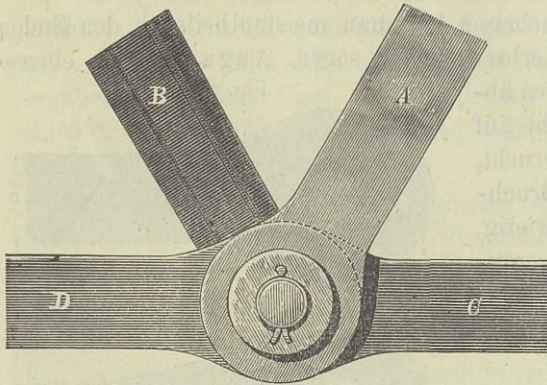
Fig. 214.



1/10 n. Gr.

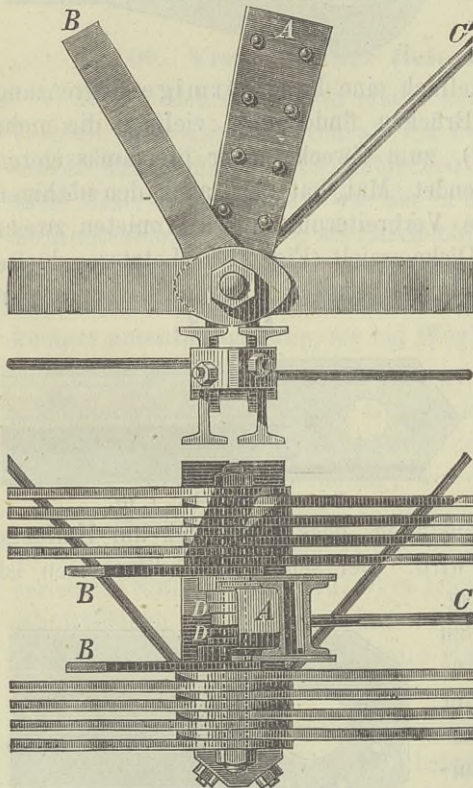
Zwecke einer leichten Verbindung mit den Bolzen, gusseiserne Schuhe gegeben (Fig. 216 und 217).

Fig. 215.



Trentbrücke bei Newark. — $\frac{1}{10}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 61, S. 64.)

Fig. 216.



Amerikanische Brücke nach Post's System; — cr. $\frac{1}{10}$ n. Gr.

etwas ungleichmässige Vertheilung der Spannung über die einzelnen Kettenglieder. Je gleichmässiger man die Uebertragung der Spannung

§. 103. Knotenverbindung bei Kettengurten.

Bei Anwendung von Kettengurten ist man von selbst auf die Befestigung der Gitterstäbe mittelst Knotenbolzen hingewiesen. Am einfachsten dienen hier die Bolzen, welche die Glieder der Kette mit einander verbinden, gleichzeitig auch zur Befestigung der Gitterstäbe.

Bei der Trentbrücke bei Newark (Fig. 215) liegen die gusseisernen Druckstäbe zwischen beiden Kettensträngen, die doppelt angeordneten Zugstäbe ausserhalb derselben; nur im mittleren Theile der Träger sind noch einige Kettenglieder ausserhalb der Zugstäbe angeordnet.

Bei amerikanischen Brücken besteht die Kette häufig aus zwei Strängen, zwischen denen sowohl die gezogenen, als die gedrückten Gitterstäbe liegen (Fig. 216).

Den Bolzen wird, da die auf beiden Seiten in jedem Querschnitte desselben wirkenden Kräfte nicht gleich sind, auf Biegung beansprucht; hierdurch entsteht zugleich eine

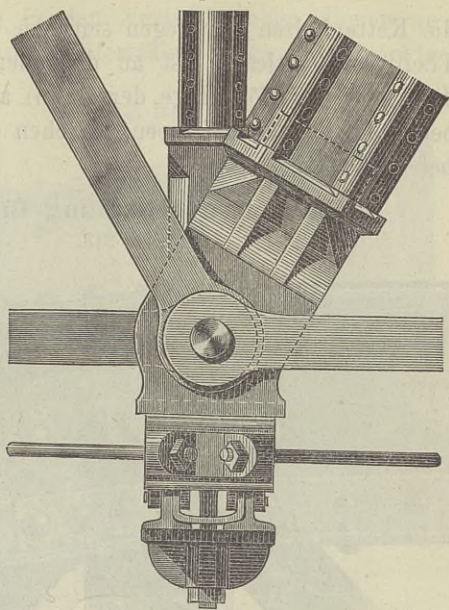
der Gitterstäbe auf den Gurt über die ganze Länge des Bolzens vertheilt, desto geringer ist dessen Beanspruchung auf Biegung. Bezeichnet man die an einem Knotenpunkte von den Gitterstäben auf den Gurt zu übertragende Horizontalkraft mit H , die Summe der Dicken der Kettenglieder mit l , so ist das grösste Moment, welches den Bolzen in horizontalem Sinne zu biegen strebt, wenn die Gitterstäbe nur ausserhalb der Kette angebracht sind, $= \frac{1}{8} H l$, wenn die Gitterstäbe nur innerhalb zweier Kettenstränge angebracht sind (Fig. 216), ebenfalls $= \frac{1}{8} H l$, wenn die Gitterstäbe zum Theil ausserhalb, zum Theil zwischen den beiden Kettensträngen angebracht sind (Fig. 215), dagegen nur $\frac{1}{32} H l$.

Sonach erscheint es unzweckmässig, die Gitterstäbe lediglich zwischen zwei Kettensträngen zu befestigen. Sehr zweckmässig erscheint in dieser Beziehung die Anordnung bei der Ohio-Brücke bei Louisville (Fig. 217 und Fig. 63, S. 64), da hier eine gleichmässige Vertheilung angestrebt wurde.

Bei den amerikanischen Brücken werden in der Regel auch die Querträger an den Bolzen angehängen (Fig. 216 und 217).

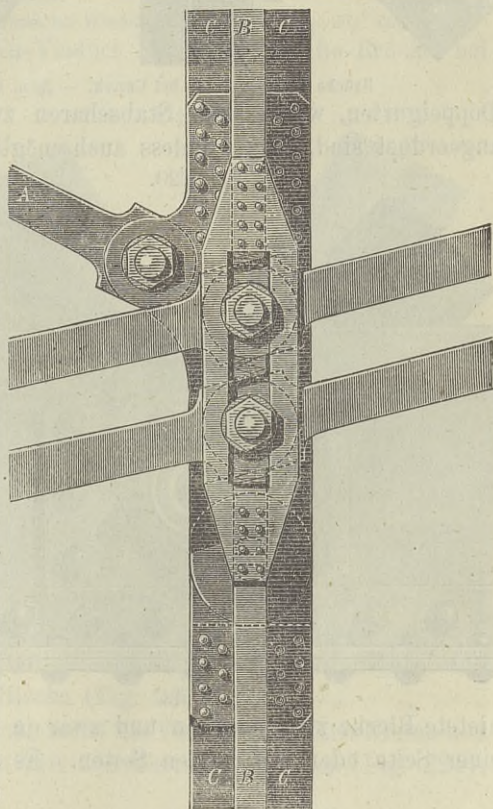
Bei der Tamarbrücke bei Saltash (Fig. 218) sind die Kettenbolzen indess nicht zur Befestigung des Gitterwerkes benützt. Die Verticalen stützen sich mittels Keilen auf die Ketten und werden durch

Fig. 217.



Brücke über den Ohio bei Louisville. $\frac{1}{10}$ n. Gr. —
(Vergl. Fig. 63, S. 64.)

Fig. 218.

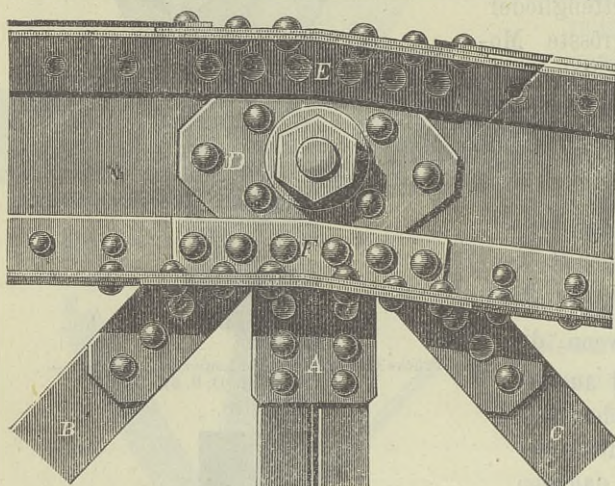


Tamarbrücke bei Saltash. — $\frac{1}{10}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 62, S. 64.)

die Kettenbolzen nur gegen seitliche Verschiebung geschützt. Der untere Theil der Verticalen ist an den oberen mittels eines Keilschlusses (zur Justirung der Höhenlage der Bahn) angehängt. Die Verbindungsblaschen beider Theile haben Lappen, zwischen denen die Diagonalen mittels Bolzen befestigt sind.

§. 104. Bolzenverbindung für andere Schmiedeeisen-Gurte.

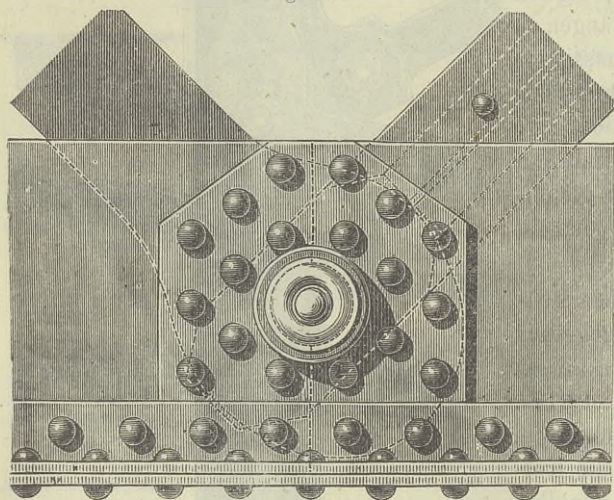
Fig. 219.



Brücke über die Brahe bei Czersk. — $\frac{1}{16}$ n. Gr.

Doppelgurte, wobei beide Stabscharen zwischen den beiden Gurtheilen angeordnet sind. Es ist indess auch möglich, die eine Stabschar auf der

Fig. 220.



$\frac{1}{16}$ n. Gr.

äußeren Seite anzuordnen, wodurch man den Vortheil erreicht, dass der Bolzen nicht so stark auf Bruchfestigkeit beansprucht wird, also schwächer gehalten werden kann. Die Verticalbleche sind hierbei, um den Druck am Umfange des Loches nicht zu gross werden zu lassen, jedenfalls durch aufge-

Die [Bolzenverbindung ist auch mehrfach bei den in gewöhnlicher Weise construirten oder vernieteten Gurten angewendet worden; namentlich bei englischen Brücken.

Am häufigsten findet man eine directe Verbindung mit den Verticalblechen der Gurte (Fig. 219 und 220) und zwar meistens bei

gnetete Bleche zu verstärken und zwar je nach der Dicke des Bleches auf einer Seite oder auf beiden Seiten. Es ist zweckmässig, diese Bleche

gleichzeitig zur [Deckung der Stösse in den Verticalblechen dienen zu lassen. Inwendig müssen, so weit die Gitterstäbe anliegen, versenkte Nietköpfe angewendet werden.

Der einfache **T-Gurt** mit einfachem Stehbleche eignet sich weniger zur Bolzenverbindung, da hier der Bolzen keine genügend stabile Lage erhält und sich leicht schief stellt, wenn die auf beiden Seiten des Stehbleches wirkenden Spannungen nicht genau gleich sind.

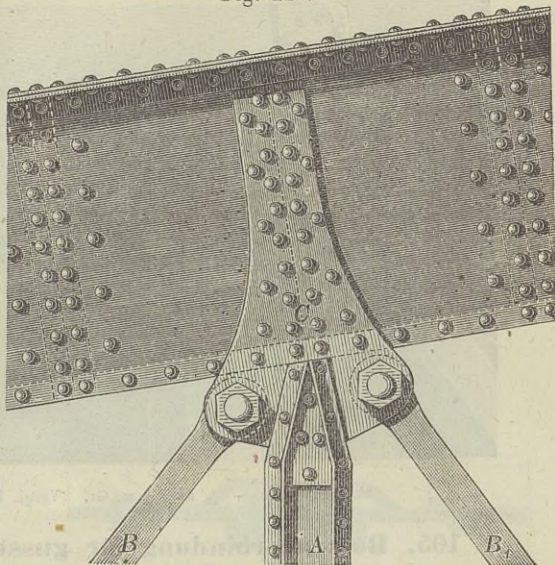
Bei den Streifengurten mit zwei übereinanderliegenden Strängen sind beide Stränge mittels Knotenblechen verbunden, welche als Lager für die zwischen den beiden Strängen liegenden Bolzen dienen (Crumlin-Viaduct Fig. 222; Brahe-Brücke bei Czarsk).

Je nach der besonderen Form der Gurte können auch andere Verbindungsweisen nöthig werden. Bei der Themsebrücke bei Windsor (Fig. 221) sind Knotenbleche *C* angewendet; die Bolzen liegen hier unter dem Gurte, da die dreieckige Querschnittsform der Gurte keine directe Verbindung zulässt.

Bei der Saltashbrücke bildet der Obergurt bekanntlich eine Röhre. Die Diagonalen liegen auf beiden Seiten derselben, zwischen der Röhre und einem an dieselbe angenieteten Bleche (Fig. 223).

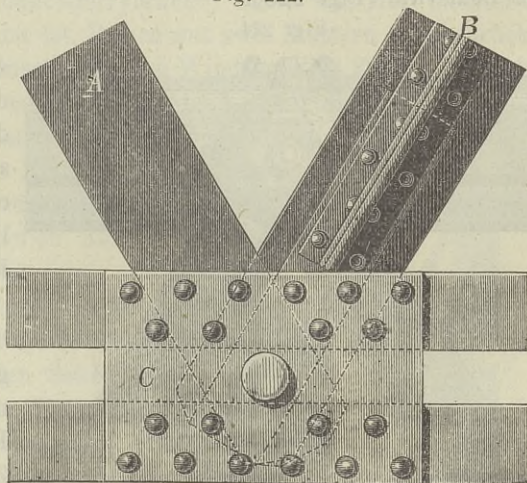
Beim Doppelfachwerke hat man meist die Verticalen mittels Nieten und nur die Diagonalen mittels Bolzen mit den Gurten verbunden (Fig. 221);

Fig. 221.



Themsebrücke bei Windsor. — $\frac{1}{25}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 185, S. 86.)
Crumlin-Viaduct Fig. 222; Brahe-Brücke bei Czarsk.)

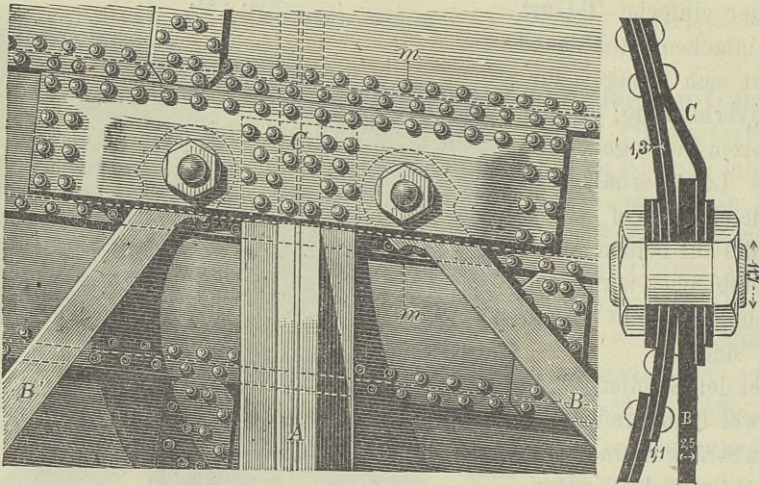
Fig. 222.



Crumlin-Viaduct. — $\frac{1}{2}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 59, S. 63.)

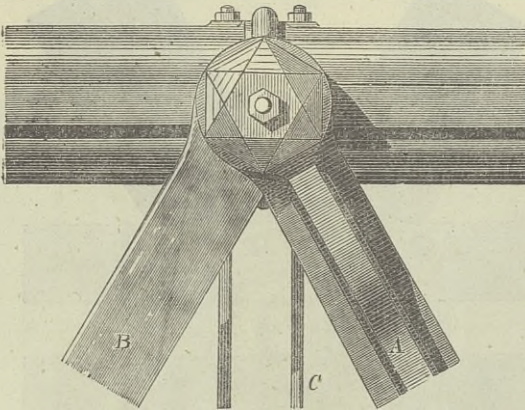
jedoch kommen auch Fälle vor, wo man auch für die Verticalen die Bolzenverbindung angewendet hat (Fig. 219).

Fig. 223.

Saltashbrücke. — $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{5}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 108, S. 88.)

§. 105. **Bolzenverbindung für gusseiserne Gurte.** Bei den Röhrengurten, welche hier hauptsächlich in Frage kommen, hat man den Bolzen gewöhnlich durch die ganze Röhre hindurch gehen lassen, so z. B. bei der Trentbrücke bei Newark (Fig. 224) und der Ohiobrücke bei Louisville (Fig. 225).

Fig. 224.

Trentbrücke bei Newark. — $\frac{1}{4}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 114, S. 91.)

Bei der Trentbrücke sind die gezogenen Stäbe und die beiden gabelförmigen Enden der gedrückten Stäbe ausserhalb der Röhre angeordnet; die Stösse der Röhre liegen hier zwischen den Knotenpunkten.

Bei der Ohiobrücke sind besondere Knotenstücke eingeschaltet; gegen diese stemmen sich die röhrenförmigen Druckstäbe. Die Enden der

Zugstäbe liegen in Kapseln, welche den Bolzen zu beiden Seiten unterstützen, so dass derselbe nur auf Scheerfestigkeit beansprucht wird. Diese Kapseln liegen zum Theil ausserhalb, zum Theil innerhalb der Röhre. Nur die schwach beanspruchten verticalen Hängestränge sind an die frei vorstehenden Enden des Bolzens angehängen.

Bei den aus zwei Theilen bestehenden Obergurten der Rider'schen Brücken sind die Diagonalen ebenfalls durch Bolzen befestigt und zwar in gleicher Weise, wie am schmiedeeisernen Untergurte (siehe Fig. 234).

Die eigenthümliche Bolzenverbindung bei den Postischen Brücken mittels in den Gurt eingesetzter Kästen wurde bereits in §. 54 erwähnt (Fig. 112, S. 90).

§. 106. Mittel gegen die Verschiebung der Bolzen. Die Verschiebung der Bolzen in ihrer Längsrichtung wird durch die starke Reibung verhindert. Nur in Folge der Erschütterungen könnten allmählich Verschiebungen eintreten; jedoch genügt es, diesen schwache Widerstände entgegen zu setzen.

Man findet z. B. zuweilen gewöhnliche Schraubenbolzen mit Kopf und Mutter angewendet (Londonderrybrücke) oder, was der leichteren Herstellung wegen vorzuziehen ist, Bolzen mit zwei Muttern (Brahebrücke bei Czersk, Fig. 220, — Themsebrücke bei Windsor, Fig. 222, — Saltashbrücke, Fig. 223). Jedoch ist das Anschneiden der Schraubengewinde an so starken Bolzen und das Herstellen der Muttern schwierig; zudem erfolgt leicht ein Lockern der Muttern, wenn nicht besondere Sicherungen hiergegen angewendet werden. Uns scheint daher diese Construction nicht besonders empfehlenswerth zu sein.

Am passendsten dürfte es wohl sein, den Bolzen vollkommen cylindrisch herzustellen und auf beiden Seiten, theils zur Verhinderung einer Verschiebung, theils als architektonischen

Schmuck, eine gusseiserne Kappe aufzusetzen (Fig. 226 und 227), welche sich in verschiedener Weise, am besten wohl durch eine Stiftschraube (Fig. 226), mit den Bolzen verbinden lässt. Die für diese Kappen etwa zu wählenden Verhältnisse sind in Fig. 226 eingeschrieben, wobei der Bolzendurchmesser = 1 gesetzt ist.

Fig. 225.

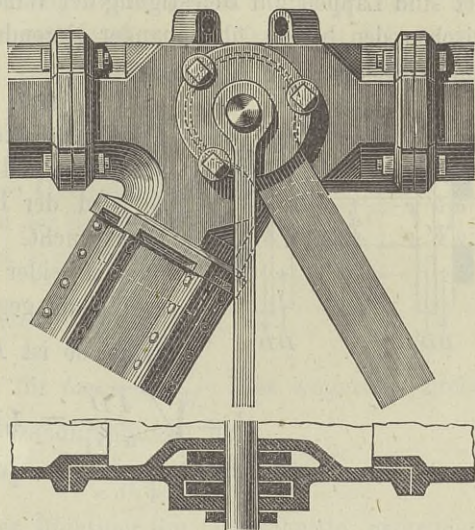
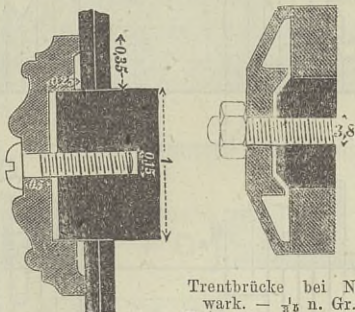
Ohiobrücke bei Louisville. — $\frac{1}{17}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 113, S. 90.)

Fig. 226.

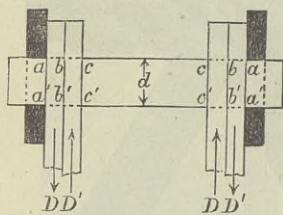
Fig. 227.

Trentbrücke bei Newark. — $\frac{1}{12}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 114, S. 91.)

Beim Crumlin-Viaduct (Fig. 59 und 103) haben die Bolzen aussen schwache Köpfe und innen schliessen sich die Querverbindungen an.

Bei der Brahebrücke bei Czersk sind die Bolzen mit gusseisernen Hülsen umgeben, die als Stehbolzen wirken; an den Hülsen für den Untergurt sind Lappen zur Befestigung der Windverstrebung angegossen, welche zwischen den beiden übereinander liegenden Strängen des Streifengurtes hindurchgehen.

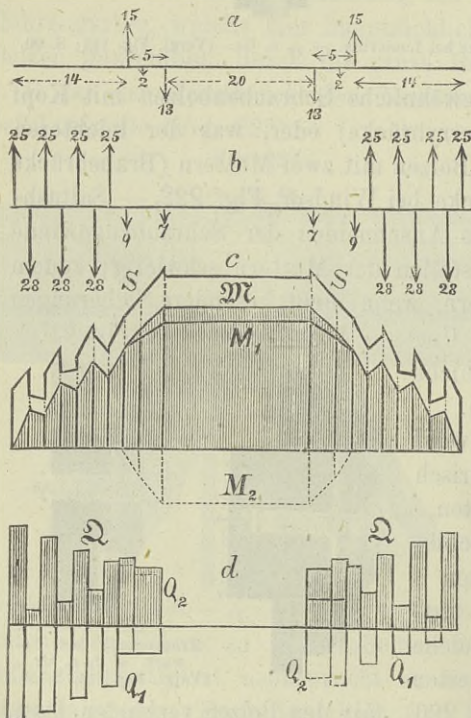
Fig. 228.



§. 107. Dicke der Bolzen. Wenn auf jeder Seite des Verticalbleches ein Gitterstab liegt und zwar dicht am Verticalbleche, so wird der Bolzen nur auf Scheerfestigkeit beansprucht. Ist D die grösste der Spannungen beider Gitterstäbe, K_1 der Sicherheitscoefficient gegen Abscheeren, d die Bolzen-dicke, so ist $D = K_1 \frac{\pi d^2}{4}$, also

$$d = \sqrt{\frac{4D}{\pi K_1}} = 1,128 \sqrt{\frac{D}{K_1}}$$

Fig. 229.



Wenn aber der Bolzen neben einander liegende, gegenseitig verschiebbare Theile aufzunehmen hat, wie bei der Befestigung zweier Theile auf ein und derselben Seite des Stehbleches (Fig. 228) und beim Ketten-gurte, so würde der Bolzen nur auf Scheerfestigkeit beansprucht, wenn er ganz streng in die Bolzenlöcher passte, sich also nicht biegen könnte. Da eine so exacte Arbeit im Allgemeinen nicht anzunehmen ist, so ist es rathsam, den Bolzen

auch auf Biegung zu berechnen. Indess ist die genaue Berechnung nicht ganz einfach; diese hat in folgender Weise zu geschehen:

Nachdem man die Vertical- und Horizontalcomponenten der etwa in den Mitten der einzelnen Theile angreifenden Kräfte bestimmt hat (Fig. 229 a und b), bestimmt man durch Rechnung

oder auf graphischem Wege die Momente M_1 und M_2 der Horizontal- und Verticalcomponenten für die einzelnen Querschnitte (Fig. 229 c), sowie die den Horizontal- und Verticalcomponenten entsprechenden Transversalkräfte Q_1 und Q_2 für die einzelnen Querschnitte (Fig. 229 d). Als dann ist zunächst die Normalspannung N in einem Punkt P des Umfanges (Fig. 230), welche von der verticalen und horizontalen Schweraxe den Abstand v und w hat (siehe Lehre von der Elasticität und Festigkeit, S. 54):

$$N = \frac{M_1 v + M_2 w}{W},$$

wenn W das Trägheitsmoment des Querschnittes bezeichnet. Ist α der Winkel, welchen der Radius $CP = r$ mit der Verticalen bildet, so ist $v = r \sin \alpha$, $w = r \cos \alpha$, also

$$N = \frac{(M_1 \sin \alpha + M_2 \cos \alpha) r}{W}.$$

Hiernach wird N zum Maximum für $\tan \alpha = \frac{M_1}{M_2}$. Dies eingesetzt giebt als Maximum von N bei dem Bolzendurchmesser d :

$$N = \frac{r^{3/2}}{W} \sqrt{M_1^2 + M_2^2} = \frac{32}{\pi d^3} \sqrt{M_1^2 + M_2^2}.$$

Die in horizontaler und verticaler Richtung im Querschnitte wirkenden Spannungen sind:

$$T_1 = \frac{4 Q_1}{\pi d^2}, \quad T_2 = \frac{4 Q_2}{\pi d^2}.$$

Die ideale Hauptspannung S wird demnach (siehe Lehre von der Elasticität und Festigkeit §. 42 und §. 83):

$$\begin{aligned} \text{a) } S &= \frac{3}{8} N + \frac{5}{4} \sqrt{\frac{1}{4} N^2 + T_1^2 + T_2^2} \\ &= \frac{1}{\pi d^3} [12 \sqrt{M_2^2 + M_1^2} + 5 \sqrt{16 (M_1^2 + M_2^2) + (Q_1^2 + Q_2^2) d^2}]. \end{aligned}$$

Setzt man die ideale Hauptspannung S gleich dem Sicherheitscoefficienten K für Zug, so erhält man die Gleichung zur Bestimmung von d , nämlich, wenn man $M_1^2 + M_2^2 = \mathfrak{M}^2$, $Q_1^2 + Q_2^2 = \Omega^2$ setzt,

$$\text{b) } K \pi d^3 = 12 \mathfrak{M} + 5 \sqrt{16 \mathfrak{M}^2 + \Omega d^2}.$$

Im Allgemeinen wird man die Gleichung durch fortgesetzte Näherung auflösen, indem man:

$$\text{c) } d = \sqrt{\frac{1}{\pi K} \left[12 \frac{\mathfrak{M}}{d} + 5 \sqrt{16 \frac{\mathfrak{M}^2}{d^2} + \Omega} \right]}$$

oder

$$\text{d) } d = \sqrt{\frac{1}{\pi K} \left[12 \mathfrak{M} + 5 \sqrt{16 \mathfrak{M}^2 + \Omega d^2} \right]}$$

setzt, je nachdem das Glied mit Ω oder die Glieder mit \mathfrak{M} überwiegen sind. Die Anwendung möge folgendes Beispiel zeigen:

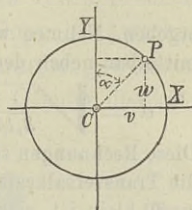


Fig. 230.

Beispiel: Wir bestimmen die Bolzendicke für das in Fig. 229 dargestellte Beispiel einer ungünstigen Kraftvertheilung (entnommen der in Fig. 216 dargestellten Construction). Wir nehmen $K = 0,75$ Tonnen pr. □ Centim. Für das Ende, wo $\mathfrak{M} = 0$ ist, würde sich nach Formel a:

$$d = \sqrt{\frac{5 \mathfrak{Q}}{\pi K}} = \sqrt{\frac{5 \cdot 25}{3,142 \cdot 0,75}} = 7,28 \text{ cm}$$

und für die Mitte, wo $\mathfrak{Q} = 0$ ist, nach Formel d:

$$d = \sqrt{\frac{32 \mathfrak{M}}{\pi K}} = \sqrt{\frac{32 \cdot 177}{3,142 \cdot 0,75}} = 13,39 \text{ cm}$$

ergeben. Nehmen wir hiernach vorläufig annähernd $d = 14 \text{ cm}$ an, so ergibt sich unmittelbar neben dem mittleren Stücke, wo $\mathfrak{M} = 177$, $\mathfrak{Q} = 1,78$ ist,

$$d = \sqrt{\frac{1}{3,142 \cdot 0,75} [12 \cdot 177 + 5 \sqrt{16 \cdot 177^2 + 17,8 \cdot 14^2}]} = 13,40.$$

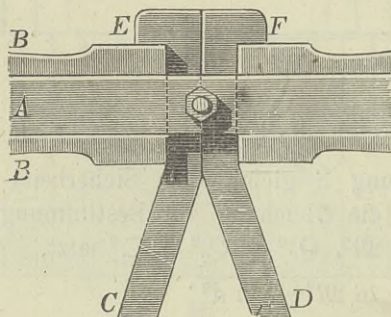
Diese Rechnungen zeigen, dass in der Nähe der Mitte, wo das Moment sehr gross ist, die Transversalkraft einen sehr geringen Einfluss hat, dass sich aber für die Enden, wo \mathfrak{M} klein ist, sich d wesentlich kleiner ergibt, dass also wahrscheinlich die berechnete Dicke $13,4 \text{ cm}$ die richtige ist.

Die Bestimmung der idealen Hauptspannung S durch Rechnung oder Construction (in Fig. 229 c durch eine starke Linie dargestellt) zeigt, dass dieselbe in der That unmittelbar neben dem mittleren Stücke am grössten wird, dass also die berechnete Dicke von 134 Millimeter die richtige ist.

C. Aussergewöhnliche Verbindungen.

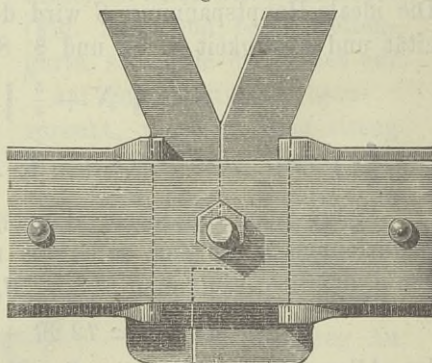
§. 108. **Neville's System.** Bei den Neville'schen Brücken sind die beiden Gitterstäbe C, D (Fig. 231) an den Gurten vertical umgebogen;

Fig. 231.



Neville's System. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Fig. 232.



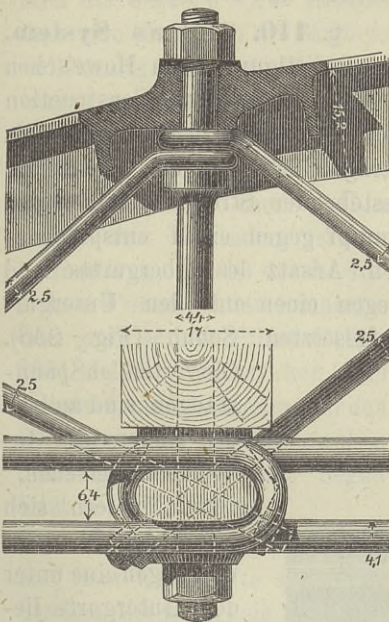
Neville's System. — $\frac{1}{4}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 35, S. 33, und Fig. 115, S. 81.)

die beiden verticalen Schenkel liegen zwischen den Gussstücken B , welche zwischen den schmiedeeisernen Schienen R eingeschaltet sind (vergl. §. 55). Die Enden der verticalen Schenkel sind hakenförmig umgebogen. Durch diese Haken E, F wird allerdings der gezogene Stab festgehalten, für den gedrückten ist der Haken überflüssig; dieser wird nur durch die Schraube festgehalten, welche mitten durch beide verticale Schenkel geht, jedoch in einer vollständig ungenügenden Weise, so dass in der That die stark

beanspruchten Stäbe durchgedrückt wurden. Bei später ausgeführten Brücken hat man daher die Verbindung dahin verbessert, dass man den gedrückten Stab gegen einen am gezogenen Stabe angebrachten Ansatz stemmen liess (Fig. 232). Es lassen sich dessenungeachtet noch manche Mängel an dieser Verbindungsart nachweisen; jedoch wollen wir, da das System veraltet ist, nicht näher darauf eingehen.

§. 109. Whipple's und Rider's System. Bei den Whipple'schen Bögensehenträgern in Amerika sind die Diagonalen des Doppelfachwerkes meist zum Anspannen eingerichtet; sie enden daher in Schraubengewinden, deren Muttern sich gegen Gussstücke legen, um welche die Glieder des ket-

Fig. 233.



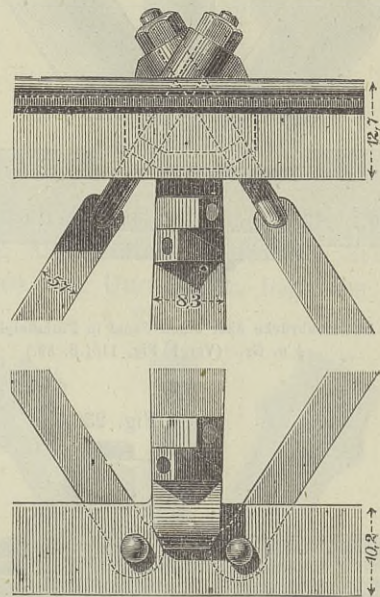
Strassenbrücke über den Newyork-Erie-Canal in Buffalo. — $\frac{1}{17}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 64, S. 65.)

tenförmigen Untergurtes geschlungen sind (Fig. 233). Oben enden die Diagonalen in Schlingen, durch welche die ebenfalls aus schwachem Rund-eisen bestehenden und hier mit einem Bundringe versehenen Verticalen gesteckt sind.

Da diese und ähnliche primitive Constructions aus leicht begreiflichen Gründen durchaus keine Nachahmung verdienen, so wollen wir auf weitere Betrachtungen derselben verzichten.

Auch bei dem Rider'schen Systeme sind die aus Flacheisen bestehenden Diagonalen häufig zum Anspannen eingerichtet. Sie sind daher am Untergurte mittels Bolzen befestigt und enden oben in ein Schrauben-

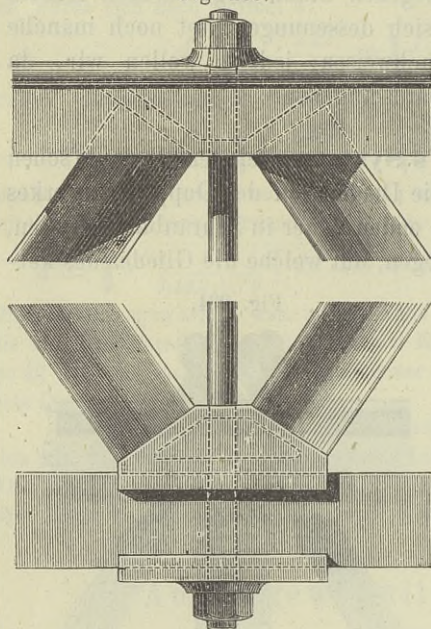
Fig. 234.



Brücke über die New-Jersey-Bahn in Bergen (Amerika). — $\frac{1}{3}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 171, S. 119.)

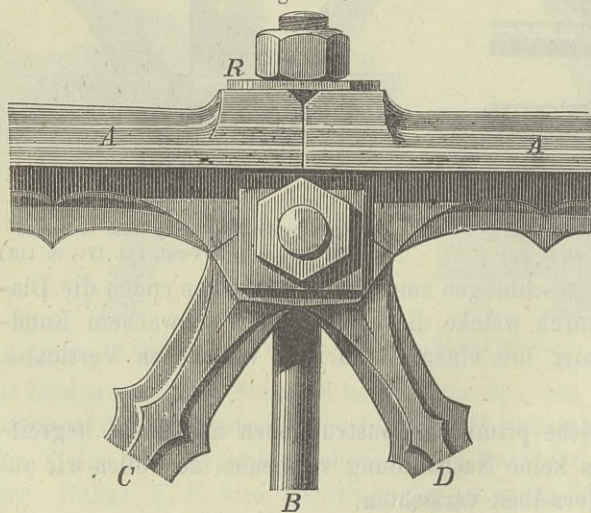
gewinde, dessen Mutter sich gegen entsprechend geneigte Ansätze des Obergurtes legt (Fig. 234). Die aus Gusseisen bestehenden Verticalen

Fig. 235.



Strassenbrücke über einen Canal in Philadelphia.
 $\frac{1}{2}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 110, S. 89.)

Fig. 236.



Schifkorn's System. — cr. $\frac{1}{2}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 111, S. 89.)

Das Whipple'sche, Rider'sche und Howe'sche System sind nur in Amerika, das letztere indess nur sehr selten in Anwendung gekommen

stossen stumpf gegen die Gurte und sind nur durch entsprechende Rippen an den Verticalen oder Gurten gegen Verschiebung gesichert.

Statt dessen sind die Diagonalen auch wohl an beiden Gurten mittels Bolzen befestigt und das Anspannen erfolgt alsdann durch Eintreiben von Keilen zwischen die Verticale und den Obergurt.

§. 110. Howe's System.

Die Befestigung beim Howe'schen Systeme ist ganz der Construction der Howe'schen Brücken in Holz nachgebildet. Die aus Kreuzseisen bestehenden Streben stemmen sich stumpf gegen einen entsprechenden Ansatz des Obergurtes und gegen einen auf den Untergurt aufgesetzten Schuh (Fig. 235).

Die verticalen Spannstrangen sind an beiden Enden mit Gewinden versehen, deren Muthern sich gegen den Obergurt und gegen eine unter dem Untergurte liegende Platte legen.

Wegen der Unzweckmässigkeit des Rider'schen und Howe'schen Systems überhaupt erscheint es ebenfalls nicht nöthig, näher auf diese Verbindungen einzugehen.

§. III. **Schifkorn's System.** Sehr durchgebildet erscheinen die Verbindungen beim Schifkorn'schen Systeme, so dass ein etwa specielleres Eingehen auf dieselben trotz der Unzweckmässigkeit des Systemes überhaupt wohl als gerechtfertigt erscheint.

a) **Obergurt** (Fig. 236 und 237).

Am Obergurte stemmen sich die einzelnen Theile *A* des Obergurtes direct gegen einander. In entsprechenden Vertiefungen liegen fünf-eckige schmiedeeiserne Bolzen *F*, gegen deren beide untere Flächen sich die Streben *C, D* stemmen, so dass also hierdurch die Strebendrucke vollständig auf den Obergurt übertragen werden. Durch die Bolzen hindurch gehen die verticalen Spann-
stangen. Ein seitliches Verschieben

der Streben wird theils verhindert durch die an den Enden der Bolzen, welche mit Gewinden versehen sind, angeschraubten niedrigen Schraubenmuttern, theils durch die zwischen den Gurtstücken liegenden, den Bolzen *F* umgebenden schmiede-

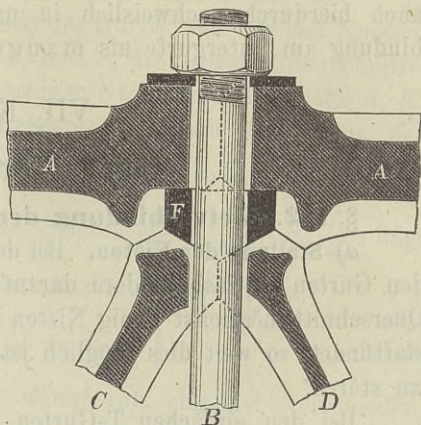
oder gusseisernen Hülzen *G* (Fig. 237). In den Gussstücken sind selbstverständlich Räume für den Durchgang der Hängeschrauben offen gehalten; jedoch liegen letztere nirgends an.

b) **Untergurt** (Fig. 238).

Auf dem Untergurte sitzen die Streben direct auf; sie stemmen sich ausserdem in einer verticalen Fläche gegen einander. Gegen seitliches Verrücken sind die Streben nur durch schwache Nasen gesichert. Die Mutter der Hängebolzen legen sich gegen eine unter dem Gurte liegende Platte.

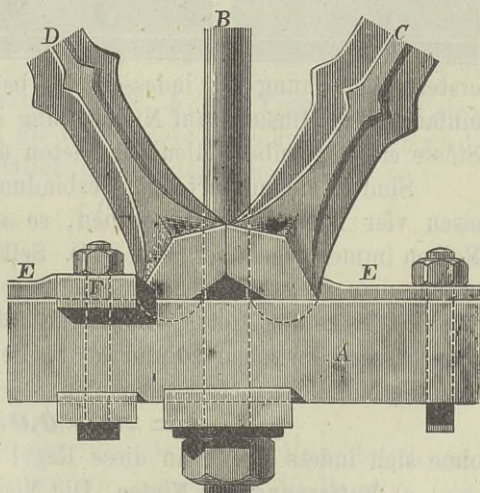
Gegen ein Verschieben in Richtung des Gurtes werden die Streben im mittleren Theile des Trägers, wo die Kräfte nur klein sind, meist nur durch die Reibung, welche durch das Anspannen der Hängestangen erzeugt wird, gesichert, aber nachweislich in ganz ungenügendem Maasse. In den äusseren Theilen sind zwischen den Strebenfüssen sogen. Stemm-

Fig. 237.



Schifkorn's System. — cr. $\frac{1}{4}$ n. Gr.

Fig. 238.



Schifkorn's System. — cr. $\frac{1}{4}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 60, S. 63.)

schiene *E* eingelegt, die in mehrfacher Weise angeordnet sind. Die Stemschienen werden durch Schrauben gegen den Untergurt gepresst, so dass das Verschieben auch hier nur durch die Reibung, welche man durch das Anspannen dieser Schrauben erzeugt, verhindert wird, aber auch hierdurch nachweislich in ungenügender Weise, so dass die Verbindung am Untergurte als mangelhaft bezeichnet werden muss.

VII. Kapitel.

Gurt-Verbindungen.

§. 112. Nietverbindung der Gurte.

a) **Stellung der Nieten.** Bei der Anordnung der Nietervertheilung in den Gurten ist insbesondere darauf Rücksicht zu nehmen, dass in einen Querschnitt möglichst wenig Nieten fallen, dass also ein gehöriger Wechsel stattfindet, so weit dies möglich ist, ohne die Einfachheit der Anordnung zu stören.

Bei den einfachen T-Gurten sind für die Nieten zur Verbindung zwei Anordnungen üblich, nämlich gegenüberstehende Nieten (Fig. 239)

Fig. 239.

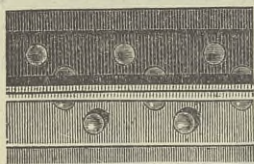
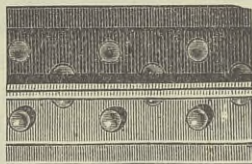


Fig. 240.



und versetzte Nieten (Fig. 240). In beiden Fällen aber liegen die Nieten zur Verbindung der Winkelisen mit dem Stehbleche zwischen den erstgenannten Nieten. Die

erstere Anordnung ist indessen die bei weitem üblichere, weil sie die einfachere in Hinsicht auf Niettheilung ist und sich bei der Deckung der Stösse ein Gegenüberstellen der Nieten doch nicht immer vermeiden lässt.

Sind in einem Gurte zur Verbindung der Lamellen mit dem Winkelisen vier Nietreihen anzuordnen, so stellt man die Niete in je zwei Reihen immer gegenüber (Fig. 241). Selbst bei mehrreihigen Verbindungen ordnet man meistens nur einen doppelten Wechsel an (Fig. 242).

b) **Dicke der Niete.** Die Dicke d der Nietbolzen für die Gurte wählt man passend zwischen 20 und 26^{mm}. Bei der Spannweite von l Meter kann man die Nietdicke d etwa annehmen:

$$d = 20 + 0,05 l \text{ Millim.}$$

ohne sich indess streng an diese Regel zu binden.

c) **Entfernung der Niete.** Die Niete haben offenbar die Differenzen zwischen den Spannungen der über- und nebeneinanderliegenden Theile des Gurtes als Schubkraft aufzunehmen. Zwischen je zwei benachbarten Knotenpunkten ändert sich die Spannung des Gurtes nicht; sonach werden theoretisch, unter blosser Berücksichtigung der Spannungsänderungen, zwischen je zwei Knotenpunkten keine Niete nothwendig sein; es sollen vielmehr sämtliche zur Uebertragung der Spannungsänderungen noth-

wendige Nieten in der unmittelbaren Nähe der Knotenpunkte angeordnet werden.

Es bezeichne nun S_1 und S_2 die Gurtspannung auf beiden Seiten eines Knotenpunktes, f_1 und f_2 die Querschnittsflächen der durch die fraglichen Nieten an den übrigen Theilen des Gurtes oder an den Knotenblechen zu befestigenden Gurtstücke, F_1 und F_2 die Gesamtquerschnittsflächen des Gurtes, n die Anzahl der nöthigen Nieten mit der Dicke d , K_1 den Sicherheitscoefficienten gegen Abscheeren. Auf die Theile mit den Querschnittsflächen f_1 und f_2 kommen die Spannungen $S_1 \frac{f_1}{F_2}$ und $S_1 \frac{f_2}{F_2}$, also ist die auf die Nieten wirkende Schubkraft $S_1 \frac{f_1}{F_1} - S_2 \frac{f_2}{F_2}$; folglich ist $n K_1 \frac{\pi d^2}{4} = S_1 \frac{f_1}{F_1} - S_2 \frac{f_2}{F_2}$ zu setzen. Sonach wird

$$n = \frac{4}{\pi K_1 d^2} \left(S_1 \frac{f_1}{F_1} - S_2 \frac{f_2}{F_2} \right).$$

Die Verhältnisse $\frac{f_1}{F_1}$ und $\frac{f_2}{F_2}$ sind sehr wenig von einander verschieden, so dass es genügen wird, sie als gleich anzunehmen. Setzen wir daher f für f_1 und f_2 , F für F_1 und F_2 , so wird

$$n = \frac{4 f (S_1 - S_2)}{\pi d^2 K_1 F} \quad \parallel \quad \mathcal{G}$$

Es genügt für den vorliegenden Zweck, sich die Gurtspannung stetig veränderlich zu denken. Alsdann können wir, wenn die Entfernung der Knotenpunkte $= a$ ist, $S_1 - S_2 = \frac{dS}{dx} a$ setzen. Nun aber ist $S = \frac{M}{h} \sec \sigma$, wenn M das Moment der äusseren Kräfte, h die Trägerhöhe, σ den Neigungswinkel des Gurtes gegen die Horizontale bezeichnet. Daher wird, wenn wir $\sec \sigma$ bei der Differenziation als constant ansehen,

$$n = \frac{4 f a}{\pi d^2 K_1 F} \frac{d \left(\frac{M}{h} \right)}{dx} \sec \sigma.$$

Bezeichnen wir die Vertikalkraft $d \left(\frac{M}{h} \right) \frac{h}{dx}$, welcher die Spannung der Gitterstäbe proportional ist, mit Y , so wird

$$n = \frac{4 f a}{\pi d^2 K_1 F} \frac{Y}{h} \sec \sigma.$$

Y wird stets bei einseitiger Belastung zum Maximum. Hinsichtlich der Einführung des Werthes für Y wollen wir speciell nur die Parallel- und Parabelträger ins Auge fassen.

a. Parallelträger. Bei einem Parallelträger wird Y gleich der Transversalkraft Q , mithin

$$n = \frac{4 f a Q}{\pi d^2 h K_1 F}.$$

Bei einem einfachen Träger wird hiernach das Maximum und Minimum von n (an den Enden und in der Mitte):

$$\max n = \frac{2 f a (g + p) l}{\pi d^2 h K_1 F}, \quad \min n = \frac{f a p l}{2 \pi d^2 h K_1 F},$$

wenn g das Eigengewicht, p die zufällige Last pro Längeneinheit, l die Spannweite bezeichnet. Hiernach ist für Eisenbahnbrücken folgende Tabelle berechnet, welche voraussetzt, dass auf ein Geleis zwei Träger kommen.

$l =$	5	10	15	20	50	100	150	Meter
$g =$	0,5	0,6	0,7	0,8	1,4	2,9	5,3	Ton. pro Mtr.
$p =$	5,5	3,7	3,2	3,0	2,5	2,1	1,9	n n n
$K =$	0,50	0,53	0,55	0,57	0,60	0,62	0,62	Ton. pro \square^{cm}
$d =$	2,0	2,0	2,0	2,1	2,2	2,4	2,6	Centimeter
$\max n =$	10	13	17	29	42	89	164	} $\frac{f a}{F h}$
$\min n =$	2,2	3,8	3,5	3,8	6,8	9,4	10,8	

Das Verhältniss $\frac{f}{F}$ liegt zwischen 0,5 und 1. In vorstehender Tabelle wurden die Niete als einschnittig angenommen; bei doppelschnittigen Niete ist die Anzahl natürlich nur halb so gross.

b. Parabelträger. Hier ist im Abstande x vom Ende $Y = \frac{1}{2} p \frac{x(l-x)}{l}$; das Maximum von Y findet in der Mitte statt; dasselbe ist ebenso gross, wie das Minimum von Q für einen Parallelträger. Die eben aufgestellte Tabelle kann daher auch hier angewendet werden, wenn man $\max n$ für $\min n$ setzt.

Wollte man diese Niete über den Gurt gleichmässig vertheilen, so würden die Niete in der Nähe des Knotenpunktes zu stark beansprucht. Es erscheint daher rathsam, die hiernach zu berechnende Anzahl der Niete in der unmittelbaren Nähe des Knotenpunktes so dicht als möglich unterzubringen.

Hinsichtlich der Entfernung der Niete, welche zwischen den Knotenpunkten anzuordnen sind, lassen sich bestimmte Regeln nicht aufstellen. In einem gedrückten Theile soll die Entfernung der Niete so klein gewählt werden, dass die Stücke zwischen den Niete für sich nicht einknicken können. Die Entfernung der Niete kann hiernach für Flach-eisen bis zu 20δ , für Winkeleisen sogar bis zu 120δ gewählt werden, wenn δ die Dicke des Flach-, resp. Winkeleisens bezeichnet. In einem gezogenen Theile kann man die Entfernung noch grösser wählen. Meistentheils findet man eine Entfernung, welche ungefähr $= 6 \delta$ ist.

Bei den einfachen T-Gurten kann man die Entfernung der ausserhalb der Winkeleisen befindlichen, oder Rand-Niete grösser wählen,

als die Entfernung der durch die Winkeleisen gehenden Niete und zwar etwa doppelt so gross.

Bei den Doppel-T-Gurten sind noch Zwischenreihen einzuschalten, in denen die Entfernung der Niete etwa eben so gross gewählt werden kann, wie die der Randniete.

Beispiel. Die Gurte einer eingelegigen Brücke von 50^m Spannweite und 5^m Trägerhöhe seien T-förmig; das Stehblech habe $36 \square^{cm}$, die zwei Winkeleisen zusammen $30 \square^{cm}$, die Lamellen an den Enden 35 , in der Mitte $300 \square^{cm}$ Querschnitt. Das Gitterwerk sei 4theiliges Netzwerk, also $a = \frac{1}{2} h = 2,5^m$. Sonach ist, wenn es sich um die horizontalen Niete zur Verbindung der Winkeleisen mit dem Stehbleche handelt, für die Enden $f = 35 + 30 = 65$, $F = 65 + 36 = 101$, $\frac{f}{F} = \frac{65}{101} = 0,64$, für die Mitte $f = 300 + 30 = 330$, $F = 330 + 36 = 366$, $\frac{f}{F} = \frac{330}{366} = 0,90$; folglich wird nach obiger Tabelle, weil die Niete doppelschnittig sind, für die Enden $n = \frac{1}{2} 42 \cdot 0,64 \cdot 0,5 =$

$6,7$, für die Mitte $n = \frac{1}{2} 6,8 \cdot 0,90 \cdot 0,5 = 1,6$, wofür, wenn wir wegen etwaiger ungleichmässiger Vertheilung der Schubkraft 20 Procent zuschlagen, bezüglich 8 und 2 zu setzen sein würde. Für die einzelnen Knotenpunkte liesse sich hiernach $n = 8, 8, 7, 6, 5, 5, 4, 4, 3, 3, 2$ setzen.

Wenn es sich dagegen um die verticalen Niete zur Verbindung der Lamellen mit den Winkeleisen handelt, so ist für die Enden $f = 35$, $F = 35 + 30 + 36 = 101$, $\frac{f}{F} = \frac{35}{101} = 0,34$, für die Mitte $f = 300$, $F = 300 + 30 + 36 = 366$, $\frac{f}{F} = \frac{300}{366} = 0,82$ zu setzen. Daher wird für die Enden $n = 42 \cdot 0,34 \cdot 0,5 = 7,1$ und für die Mitte $n = 6,8 \cdot 0,82 \cdot 0,5 = 2,8$, wofür bei 20 Procent Zuschlag 9 und 4 zu setzen wäre. Für die einzelnen Knotenpunkte würde hiernach etwa $n = 9, 9, 8, 8, 7, 6, 5, 5, 4$ zu setzen sein.

Diesen Niete in der unmittelbaren Nähe der Knotenpunkte wäre bei $d = 2,2^{cm}$ Dicke etwa $5 d = 10^{cm}$ Abstand zu geben, während die übrigen Niete bei $\delta = 1^{cm}$ dicken Lamellen $20 \delta = 20^{cm}$ Abstand erhalten könnten. Aus praktischen Rücksichten würde man etwa die Theilung von $\frac{250}{13} = 19,23^{cm}$ durchgehen lassen und an den Knotenpunkten zwischen je zwei Niete noch eine Niete einschalten.

Wäre kein Stehblech vorhanden, sondern statt dessen Knotenbleche, so würde hinsichtlich der Niete zur Befestigung der Knotenbleche an den Winkeleisen $f = F$ zu setzen sein. Sonach würde, weil die Niete doppelschnittig sind, für das Ende $n = \frac{1}{2} 42 \cdot 0,5 = 1,05$, für die Mitte $n = \frac{1}{2} 6,8 \cdot 0,5 = 1,7$, wofür bei 20 Procent Zugschlag bezüglich 13 und 3 zu setzen wäre.

§. 113. Bestimmung der Enden der einzelnen Theile. Die Bestimmung der Lage der Enden der einzelnen Lamellen geschieht am besten auf graphischem Wege. Man trägt nämlich die theoretisch berechneten Querschnittsflächen der Gurte als Ordinaten auf und verbindet die Enden derselben durch eine Linie. Ebenso trägt man die nutzbaren Querschnittsflächen der einzelnen Theile in Richtung der Ordinaten auf und zieht durch die so erhaltenen Punkte Parallelen; die Durchschnitte derselben mit

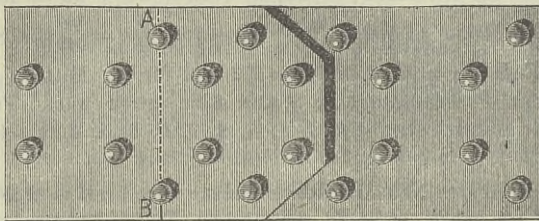
der Linie der theoretischen Querschnittsflächen bestimmen die Enden der einzelnen Theile (siehe Tafel IV).

Die Spannung des Gurtes zwischen je zwei Knotenpunkten ist constant; die Linie der theoretischen Querschnittsflächen ist daher staffelförmig; es sollen daher die einzelnen Theile immer an einem Knotenpunkte enden. Bei engmaschigen Systemen könnte man statt der staffelförmigen Linie auch wohl eine Curve verzeichnen; bei weitmaschigen Systemen wird man die genaue Regel aber jedenfalls zu befolgen haben.

Man kann aber auch hier die Curve statt der staffelförmigen Linie beibehalten; nur ist alsdann das Ende eines Theiles statt in den Durchschnittpunkt mit der Curve an den nächstliegenden Knotenpunkt zu verlegen, vorausgesetzt, dass die in der Mitte zwischen je zwei Knotenpunkten liegenden Ordinaten die richtige theoretische Querschnittsfläche des betreffenden Gurttheiles angeben.

§. 114. Endbefestigung der Lamellen. Der Querschnitt eines Stabes kann indess nicht schon von seinem Ende aus voll in Rechnung gezogen werden, sondern erst von einem Querschnitte *AB* (Fig. 241) an,

Fig. 241.



1/2 nat. Gr.

ten = $\frac{7}{8}$ des totalen Querschnittes des Gurtes ist.

Ueber das theoretisch bestimmte Ende einer Lamelle ist dieselbe also noch um das soeben bezeichnete Stück zu verlängern, falls sie in dem betreffenden Knotenfelde voll nöthig ist. Ist dagegen eigentlich nur ein bestimmter Theil der Lamelle nöthig, so genügt es, dieselbe nur um einen entsprechenden Theil des soeben bezeichneten Stückes über das theoretisch bestimmte Ende zu verlängern.

Da es daran gelegen sein wird, die Verlängerungen über die theoretisch bestimmten Enden möglichst kurz zu erhalten, so wird man die Niete in diesen Theilen möglichst concentriren. Meistentheils stellt man allerdings die Niete nicht enger, als im übrigen Theile des Gurtes (Fig. 241 und 243), um die Niettheilung regelmässig durchgehen lassen zu können. Wenn man indess die regelmässige Entfernung nicht kleiner als $6d$ annimmt, so kann man mit der Entfernung der Niete bei der Endbefestigung recht wohl bis zur halben Niettheilung herabgehen, so

bis zu welchem vom Ende aus eine solche Anzahl von Niete untergebracht ist, dass die Summe der Querschnitte derselben im gezogenen Gurte gleich dem nutzbaren Querschnitte, und im gedrückt-

dass die regelmässige Theilung dennoch durchgeht und nur neue Niete eingeschaltet werden. Nur ist hierbei immer zu beachten, dass durch die Niete keine stärkere Schwächung eintritt, als im übrigen Theile des Gurtes.

Ist z. B. in Fig. 241 die Lamelle $32,8\text{cm}$ breit, $1,1\text{cm}$ dick, und sind die Niete $2,4\text{cm}$ dick, so ist im gezogenen Gurte der nutzbare Querschnitt

$(32,8 - 2 \cdot 2,4) 1,1 = 31,02\text{cm}$. Die Querschnittsfläche eines Nietes ist $\frac{1}{4} 3,142 \cdot 2,4^2 = 4,52\text{cm}^2$, folglich die Anzahl der Niete $\frac{30,08}{4,52} = 6,65$, wofür bei 20

Procent Zuschlag 8 zu setzen ist. Es würde diese Nietenzahl eine Verlängerung um das theoretische Ende um $25,3\text{cm}$ erfordern.

§. 115. Deckung der Stösse im gezogenen Gurte. Die wichtigsten der bereits im allgemeinen Theile entwickelten Regeln für die Stösse im gezogenen Gurte sind folgende:

1. Lage der

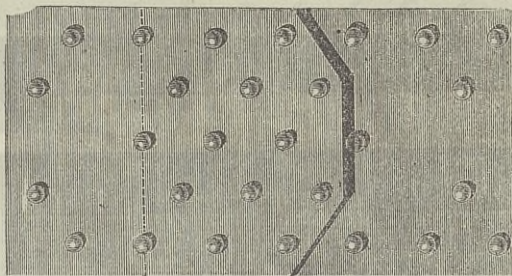
Deckbleche. Der Schwerpunkt des Querschnittes soll bei der Deckung möglichst erhalten werden, um

Biegungen zu verhüten. Die Stehbleche wird man daher stets durch doppelte Laschenbleche decken. Bei den Lamellen der T-förmigen Gurte

ist die Erfüllung dieser Bedingung nicht vollkommen möglich; jedoch ist dies hier auch weniger schädlich, da die Winkeleisen und Stehbleche eine starke Biegung der Lamellen verhindern. Für die äusseren Lamellen wird man nur aussen Deckbleche, für die inneren dagegen, soweit es möglich ist, aussen und innen Deckbleche anordnen.

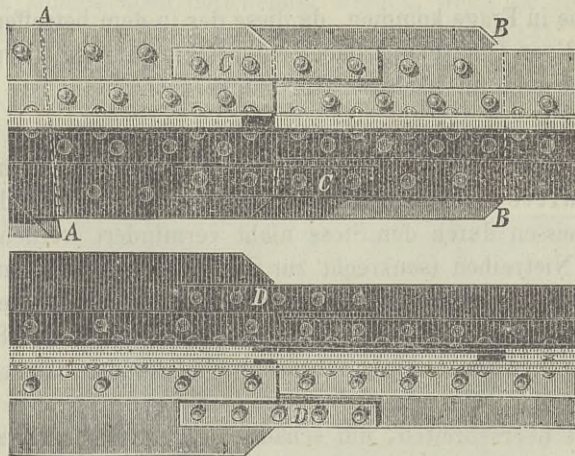
2. Dicke der Deckbleche. Der nutzbare Querschnitt des Deckbleches muss gleich sein dem nutzbaren Querschnitte

Fig. 242.



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

Fig. 243.

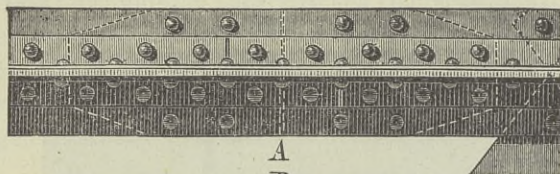


Brücke über den Lech bei Kaufering in Baiern — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

des zu deckenden Bleches. Hierdurch ist die Dicke der Deckbleche bestimmt, da ihre Breite durch die Dimensionen des Gurtes gegeben ist.

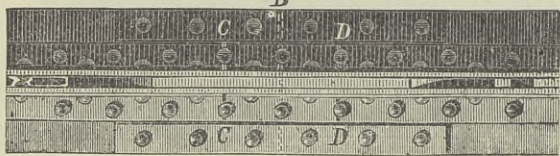
Fig. 244.

B



A

B



B

Donaubrücke bei Vilsofen in Baiern. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

S. 78). In Fig. 243 sind die Stösse zweier Verticalbleche, zweier Horizontalbleche und von vier Winkeleisen, d. i. sämtlicher Theile des Gurtes, in einen Querschnitt gelegt und durch eine starke (32mm dicke) Platte *AABB* und 4 dünnere verticale Laschen *C*, sowie 4 dünnere horizontale Laschen *D* gedeckt. Wenn, wie in Fig. 243, am Stosse die Querschnittsfläche des Gurtes wechselt, so kann bei der Deckung nur die kleinere Querschnittsfläche in Frage kommen, da diese der in dem betreffenden Gurtstücke nothwendigen Querschnittsfläche entspricht, während die grössere Querschnittsfläche erst im nächsten Gurtstücke nothwendig ist.

3. Anzahl der Niete. Die Summe der Nietquerschnitte auf jeder Seite der Fuge muss gleich dem nutzbaren Querschnitte des zu deckenden Bleches sein. Soll die Sicherheit gegen Zerreißen durch den Stoss nicht vermindert werden, so dürfen hierbei so viel Nietreihen (senkrecht zur Gurtrichtung) nicht mitgezählt werden, als zwischen dem Deckbleche und dem gestossenen Bleche durchgehende Bleche liegen, da diese Niete beim Zerreißen nicht auf Scheerfestigkeit, sondern auf Bruchfestigkeit beansprucht werden. Da es indess mehr darauf ankommt, dass die Subspannungen in den Niete eine gewisse Grenze nicht überschreiten, um schädliche Deformationen zu verhüten und eine Beanspruchung der Niete auf Biegung erst beim wirklichen Zerreißen eintreten kann, so würde es jedenfalls genügen, wenn man sämtliche Niete auf jeder Seite der Fuge, welche durch das Deckblech hindurchgehen, bei der Anwendung obiger Regel in Rechnung bringt.

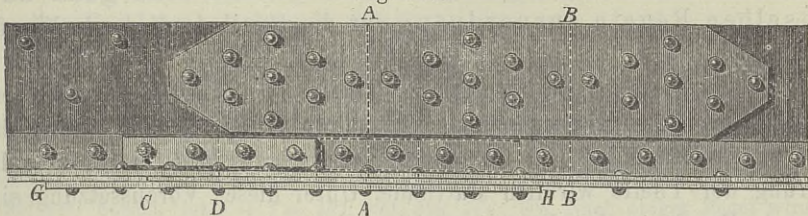
4. Vertheilung der Niete. In die äusseren und mittleren Reihen sind möglichst wenig Niete zu setzen, soweit dies angeht, um die Querschnitte des zu deckenden Bleches und des Deckbleches möglichst wenig zu schwächen.

Wenn die Stösse mehrerer Theile unmittelbar zusammenfallen, so müssen die Deckbleche selbstverständlich eine nutzbare Querschnittsfläche haben, welche gleich der Summe der Querschnittsflächen sämtlicher gestossenen Theile ist. Zwei Beispiele dieser Art zeigen Fig. 243 und 244 (Querschnitt siehe Fig. 72,

5. Mehrfache Deckungen. Wenn mehrere Stösse unmittelbar nebeneinander liegen und durch ein einziges Deckblech gedeckt werden, so muss die Summe der zwischen je zwei Stössen liegenden Nietquerschnitte und der ausserhalb der Stösse liegenden Nietquerschnitte gleich dem nutzbaren Querschnitte jedes der beiden zu deckenden Bleche sein, vorausgesetzt, dass das Deckblech nur die einem Stosse entsprechende Querschnittsfläche hat.

Die Länge des Deckbleches fällt hiernach kürzer aus, als die Summe der Längen einzelner Deckbleche.

Fig. 245.

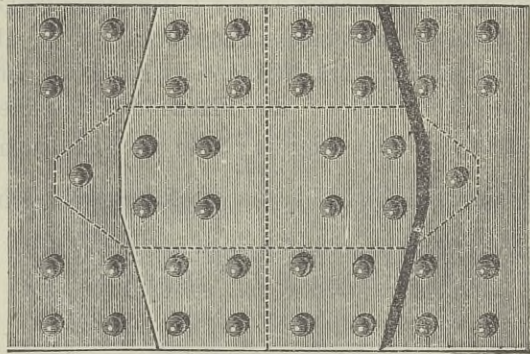
Donaubrücke bei Mariort in Baiern. (Vergl. Fig. 92, S. 79). — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Die Regel 4 ist hier auf die äusseren Nietreihen und die den Stössen zunächst liegenden Nietreihen auszudehnen (Fig. 245).

Besondere Regeln können noch nothwendig werden, wenn die Stösse zum Theil zusammenfallen, zum Theil verwechselt sind (Fig. 244). Wir verweisen hinsichtlich dieses Falles auf die „Constructionselemente“.

Beispiel. Bei einem Doppel-T-Gurte (vergl. Fig. 87, S. 78) mögen die Lamellen 67cm Breite, 1,0cm Dicke haben. Wenn 4 Nieten in einen Querschnitt fallen, so ist also der nutzbare Querschnitt bei der Nietdicke von 2,3cm = $(67 - 4 \cdot 2,3) \cdot 1,0 = 57,8 \square \text{cm}$. Wird nur auf der äusseren Seite ein Deckblech angeordnet, so ist die Anzahl der Nieten auf jeder Seite des Stosses, da die Nieten 4,15 cm Querschnittsfläche haben, = $\frac{57,8}{4,15} = 13,9$, wofür mit 20 Procent Zuschlag **16** zu setzen ist. Wird aber auch auf der innern Seite ein Deckblech mit der Breite von 28cm angeordnet, so ist die nutzbare Querschnittsfläche beider Deckbleche, falls die Nieten wie Fig. 246 zeigt, versetzt werden, bei der Dicke $x = (67 - 4 \cdot 2,3 + 28 - 2 \cdot 2,2) x = 81,2 x$, daher $81,2 x = 57,8$, $x = \frac{57,8}{81,2} = 0,72 \text{cm}$, dafür $x = 0,8 \text{cm}$. Die Anzahl der Nieten auf jeder Seite des Stosses ergibt sich nun für das äussere Deckblech = $\frac{(67 - 4 \cdot 2,3) \cdot 0,8}{4,15} = 10,0$

Fig. 246.

 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Die Anzahl der Nieten auf jeder Seite des Stosses ergibt sich nun für das äussere Deckblech = $\frac{(67 - 4 \cdot 2,3) \cdot 0,8}{4,15} = 10,0$

(dafür 12) und für das innere Deckblech $= \frac{(28 - 2.2,3) 0,72}{4,15} = 4,1$ (dafür 5). Siehe Fig. 246.

§. 116. Deckung der Stösse im gedrückten Gurte. Im gedrückten Gurte haben die Deckbleche zum Theil einen anderen Zweck, als im gezogenen. Stossen die einzelnen Theile satt aneinander, so findet eine directe Uebertragung des Druckes statt, ohne dass ein Deckblech nöthig wäre. Das Deckblech dient alsdann nur zur Verhütung zufälliger Verschiebungen durch Erschütterungen, Stösse u. s. w. Findet indess keine satte Berührung statt, so haben die Deckbleche denselben Zweck, wie im gezogenen Gurte und sind ganz nach denselben Regeln anzuordnen; nur die Regel 4 würde in Wegfall kommen.

Da eine exacte Berührung der Theile allerdings etwas schwierig herzustellen ist, so verzichtet man oft, ja wohl meistentheils, ganz darauf; wir wollen indess im Folgenden voraussetzen, dass eine exacte Berührung der Theile wirklich stattfindet. Unter dieser Voraussetzung sind folgende Regeln zu beachten.

1. **Lage der Deckbleche.** Die möglichste Erhaltung des Schwerpunktes ist auch hier zweckmässig, so dass das im vorigen §. unter 1. Gesagte auch hier gilt. Bei den Lamellen ist nur für die Stösse der äusseren Lamellen eine Deckung nöthig. Für die inneren Lamellen erscheint sie unnöthig, weil zufällige Verschiebungen schon durch die durchgehenden Lamellen verhütet werden.

2. **Dicke der Deckbleche.** Die Dicke der Deckbleche ist, da dieselben nur zufällige Verrückungen verhindern sollen, theoretisch nicht bestimmbar und ist also rein empirisch zu wählen; es wird meist genügen, die Dicke etwa 0,7 bis 0,8 von der Dicke des zu deckenden Bleches zu nehmen, ohne indess unter etwa 7^{mm} herabzugehen.

3. **Anzahl der Nieten.** Es sei F die Querschnittsfläche des Gurtes (ohne Deckblech), f die Fläche des Deckbleches, P die Spannung des Gurtes. Die Spannung im Gurte pro Flächeneinheit ist alsdann $\frac{P}{F+f}$, also die Gesamtspannung des Deckbleches in seiner Mitte $\frac{P f}{F+f}$. Diese muss bei der Anzahl n der Nieten auf jeder Seite der Fuge $= n K_1 \frac{\pi d^2}{4}$ sein. Da nun aber $P = \mathfrak{R} F$ ist, so wird

$$\frac{\mathfrak{R} F f}{F+f} = \frac{n K_1 \pi d^2}{4}.$$

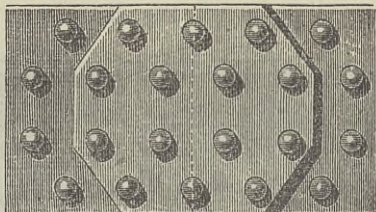
Setzen wir $K_1 = \frac{7}{8} \mathfrak{R}$, so wird

$$n = \frac{32}{7 \pi} \frac{F f}{(F+f) d^2} = 1,455 \frac{F f}{(F+f) d^2}.$$

Hierbei ist vorausgesetzt, dass sich der Druck gleichmässig über den ganzen Querschnitt vertheilt; es ist indess anzunehmen, dass die

Deckbleche wegen des Nachgebens der Niete einen geringeren Druck aufzunehmen haben, so dass die hiernach berechnete Nietenzahl eigentlich noch etwas zu gross ist. Jedenfalls ergibt sich die Anzahl der Niete kleiner als im gezogenen Gurte und zwar um so kleiner, je kleiner man die Dicke der Deckbleche annimmt. In Fig. 247 z. B. würden für den gezogenen Stoss auf jeder Seite 8 bis 10 Niete nöthig sein, während hier nur 5 nöthig sind.

Fig. 247.

 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

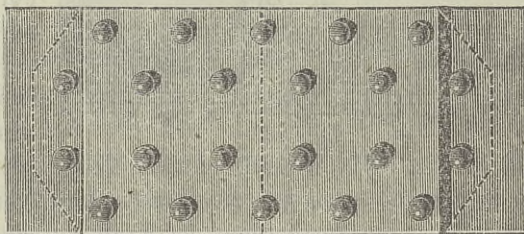
4. Mehrfache Deckungen. Die für den gezogenen Gurt unter 5 aufgestellte Regel kommt hier in Wegfall.

Beispiel. Für einen einfachen T-Gurt (Fig. 68, S. 67) mögen die Lamellen 35cm Breite, 1,1cm Dicke, also 38,5□cm Querschnittsfläche haben. Die Querschnittsfläche des Stehbleches und der beiden Winkleisen sei 94,2□cm. Die gesammte Querschnittsfläche ist daher für 1, 2, 3 und 4 Lamellen bezüglich $F = 133, 171, 210$ und 238 □cm. Das Deckblech nehmen wir zu 0,8cm dick an, also seine Querschnittsfläche zu $f = 35 \cdot 0,8 = 28$ □cm. Sonach ist $F + f = 161, 199, 238, 266$ □cm. Nach obiger Regel wird für 2,3cm dicke Niete

$$n = \frac{1,455 \cdot 28}{5,29} \cdot \frac{F}{F + f} = 7,70 \frac{F}{F + f},$$

Fig. 248.

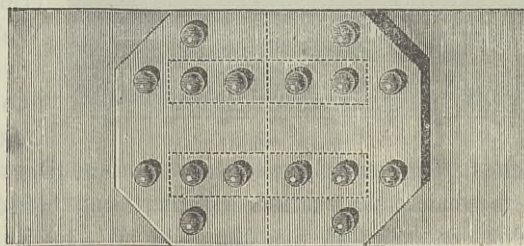
d. i. bezüglich $n = 6,3, 6,6, 6,8, 6,9$, so dass für alle vier Fälle bei ungefähr 20 Procent Zuschlag 8 Niete anzunehmen sein würden (Fig. 248). Für den gezogenen Gurt ergeben sich 8,1 Niete, wofür bei etwa 20 Procent Zuschlag 10 anzunehmen sein würden (in Fig. 248 punktiert angegeben)



§. 117. Deckung der Stösse im Allgemeinen. Ausser den in den beiden vorigen Paragraphen aufgestellten Regeln in Betreff der gezogenen und gedrückten Stösse ist noch einiges Allgemeine zu erwähnen:

Fig. 249.

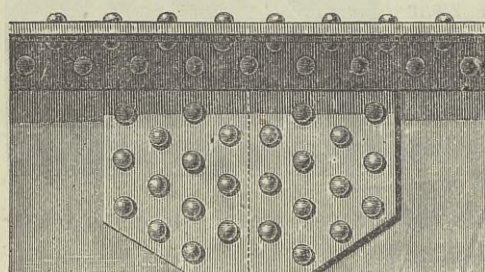
1. Vertheilung der Niete. Die Niete sind möglichst zu concentriren, d. h. möglichst dicht zu stellen, damit das Deckblech möglichst klein ausfällt. In Beziehung auf die sonstige Anordnung gilt das im

 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

§. 114 über die Endbefestigung der Lamellen Gesagte. Am freiesten ist man in Beziehung auf die Disposition der Niete im Stehbleche (Fig. 250

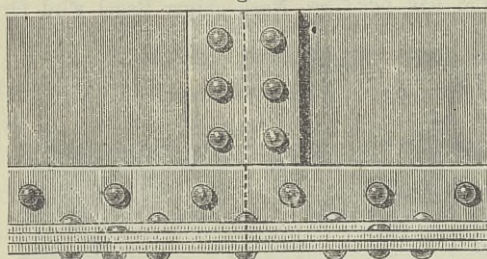
und 251). Man kann hier als kleinste Entfernung der Nietenvon einander $2,5d$ bis $3,0d$ annehmen. Die Entfernung der Nietmitten vom Rande soll mindestens $1,5d$ bis $2,0d$ sein.

Fig. 250.

 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

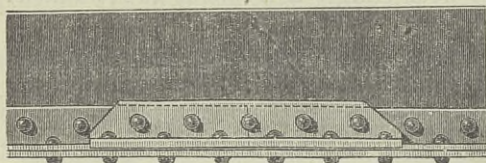
zu erzielen und c) eine gleichmässige Vertheilung der Spannungen zu erreichen (siehe Abschnitt über „Constructionselemente“). Zuweilen schneidet man die Ecken auch von den zu stossenden Blechen selbst ab.

Fig. 251.

 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

und in Fig. 187 (S. 149) in zwei Theile getrennt werden. Es ist indess zu bemerken, dass bei zu starken Abweichungen vom Rechtecke eine ungleichförmige Vertheilung der Kraft auf die Nietenvon stattfindet; so z. B. haben in Fig. 188 die oberen Nietenvon eine zu grosse Spannung aufzunehmen.

Fig. 252.

 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Gegenwärtig wendet man diese Deckung nur noch wenig an, da sie besondere Walzkaliber erfordert und bei schmalen Schenkeln die Nietlöcher zu nahe an den Rand des Winkeleisens kommen. (Näheres unter „Constructionselemente“.)

b. Statt der Stosswinkel wendet man zwei einzelne, direct auf die Schenkel des Winkeleisens genietete Flacheisen an. Indess findet man diese

2. Form der Deckbleche.

Die Deckbleche erhalten im Allgemeinen eine rechteckige Form. Sehr häufig aber schneidet man alle vier Ecken (Fig. 244, bis 247, Fig. 249), bei den Stehblechen wohl auch nur zwei Ecken (Fig. 250) ab und zwar: a) um das Gewicht etwas zu vermindern, b) um ein gefälligeres Aussehen

Bei den Stehblechen ist man bei Trägern mit kleiner Maschenweite durch die Anordnung der Gitterstäbe oft an bestimmte Formen gebunden; so z. B. mussten die Deckbleche in Fig. 185 (S. 148) die Form eines Parallelogramms, in Fig. 188 (S. 149) eine dreieckige Form erhalten

3. Deckung der Stösse in den Winkeleisen.

Diese Deckung erfolgt in sehr verschiedener Weise und zwar:

a. Durch sogenannte Stosswinkel (Fig. 252), welche beide Schenkel gleichzeitig bee-

Anordnung ebenfalls selten, da auch hier bei schmalen Winkeleisen und wenn die Laschen innerhalb beider Schenkel liegen müssen, die Niete zu nahe an den Rand kommen. Bei breiten Winkeleisen (über etwa 90^{mm} breit) oder wenn eine oder beide Laschen ausserhalb der Schenkel liegen (Fig. 299, S. 166 und Fig. 200, S. 155), unterliegt indess diese Anordnung keinem Anstande.

c. Man deckt nur den einen Schenkel durch eine Decklasche direct. Dieser Lasche giebt man entweder den Querschnitt des ganzen Winkeleisens (Fig. 195 S. 148) oder man deckt den zweiten Schenkel an einem anderen geeigneten Orte, so z. B. beim T-Gurte durch eine neben, über oder unter dem Winkeleisen auf die Lamellen genietete Lasche. In Fig. 245 sind z. B. für die beiden Stösse bei *D* und *E* zwei auf die verticalen Schenkel genietete Laschen und eine unter die Lamelle genietete Lasche *GH* angeordnet; letztere deckt gleichzeitig auch den Stoss *F* in der Lamelle.

d. Man deckt keinen der beiden Schenkel direct, sondern ordnet die Decklaschen dort an, wo sie sich am leichtesten anbringen lassen, wobei indess immer auch die Regel 1, §. 115, möglichst zu beobachten ist (Fig. 243 und 244).

§. 118. Vertheilung der Stösse. In Betreff der Vertheilung der Stösse kann man folgende zwei Systeme unterscheiden:

1. Gleichmässige Vertheilung. Man vertheilt die Stösse über sämtliche Theile möglichst gleichmässig. Bei constantem Querschnitte und gleicher Länge aller Theile hat dies durchaus keine Schwierigkeit, indem hier auf die Länge eines Stückes genau soviel Stösse kommen, als Theile neben einander liegen. Schwieriger ist die Vertheilung bei wechselndem Querschnitte und wohl auch noch ungleicher Länge der einzelnen Stücke, da z. B. die Winkeleisen eine andere Länge haben können, als die Flacheisen. Alsdann lässt sich eine bestimmte Regel nicht mehr angeben. Man wird trachten: a) die Entfernung der Stösse in den einzelnen Strecken, in welchen der Querschnitt nicht wechselt, möglichst constant zu erhalten, b) mit der Länge der einzelnen Stücke möglichst wenig von der normalen Länge abzuweichen, c) kleine Längen möglichst zu vermeiden. Am besten wird man ein Blech *A* constant theilen und nun innerhalb der einzelnen Strecken, in denen der Querschnitt nicht wechselt, die genaue gleichmässige Vertheilung der Stösse vornehmen. Die so erhaltenen Stösse wird man hierauf etwas abändern müssen, damit die normale Länge der Stücke möglichst beibehalten wird. Es kann dies vielleicht besser gelingen, wenn man den Theil *A* noch einmal in etwas anderer Weise theilt, so dass man sich hier einiges Probiren nicht verdrriessen lassen darf. Bei den Stehblechen kann auch die Lage der Stösse von vornherein durch die Lage der Knotenpunkte bestimmt sein, so dass sich die Stösse in den

übrigen Theilen zum Theil nach den Stößen im Stehbleche richten müssen.

In Betreff der Stossdeckung unterscheidet man hierbei zwei Methoden:

a. Jeder Stoss wird einzeln durch ein besonderes Stossblech gedeckt. Hiervon können indess mit Ausnahme der etwaigen Nichtbedeckung innerer Stösse im gedrückten Gurte zwei Ausnahmen gemacht werden: *a)* An manchen Stellen hat der Gurt häufig eine übermässige Stärke, nämlich an den Endpfeilern und bei continuirlichen Trägern auch noch an anderen Stellen, wo die Momente sehr klein werden; hier kann offenbar eine Deckung der Stösse eventuell ganz unterbleiben. *β)* Stösse, welche in der unmittelbaren Nähe der Enden von Lamellen liegen, kann man häufig in zweckmässiger Weise dadurch decken, dass man die Lamelle noch um ein entsprechendes Stück verlängert. Hier und da wird es möglich werden, einige Stösse absichtlich nach solchen Stellen zu verlegen.

b. Sämmtliche Stösse (mit Ausnahme der in den Stehblechen) werden durch eine durchgehende Lamelle gedeckt. Diese Methode bietet allerdings gegen die vorige den Vortheil der grösseren Einfachheit in der Arbeit; indessen fordert sie einen grösseren Materialaufwand. Nimmt man z. B. die Längen der Theile zu 10^m an, so kommen auf 2 bis 5 übereinanderliegende Lamellen bei der Methode a. auf 10^m Länge 2 bis 5 Deckbleche; jedes zu $0,5^m$ Länge gerechnet, giebt auf 10^m Länge eines Gurtes 1,0 bis $2,5^m$ laufende Meter Deckblech. Bei der Methode b. dagegen kommen auf 10^m Länge des Gurtes auch 10 laufende Meter Deckblech, also 10 bis 4 mal soviel, als bei der Methode a. Im Allgemeinen dürfte daher die Methode a. am meisten zu empfehlen und die Methode b. nur an denjenigen Stellen des Gurtes anzuwenden sein, wo eine grössere Anzahl von Theilen vereinigt ist.

Bei den Bandgurten der Pauli'schen Träger ist die Methode b. fast immer in Anwendung gekommen; man findet sie aber auch sehr häufig für andere Gurtformen angewendet.

Taf. IV zeigt eine Vertheilung der Stösse nach der Methode a.

2. Gruppirtte Vertheilung. Um nicht für jeden einzelnen Stoss ein Deckblech anwenden zu müssen, hat man auch die Stösse in sämmtlichen Theilen oder wenigstens in mehreren Theilen unmittelbar nebeneinander gelegt und sämmtliche Stösse durch ein einziges Deckblech gedeckt. Die Entfernung der einzelnen Stösse ist hierbei durch das in §. 115 und 116 Gesagte bestimmt. Dieses System hat allerdings gegen das vorige den Vortheil des etwas geringeren Materialaufwandes und der grösseren Einfachheit. Dennoch dürfte es diesem im Allgemeinen nachzusetzen sein, weil durch die so nahe an einander gelegten Stösse der Widerstand gegen

seitliches Ausbiegen und im gedrückten Gurte auch gegen Einknicken trotz der Deckung etwas vermindert wird.

Im gezogenen Gurte ist dieses System immerhin mit Vortheil anzuwenden, da hier der genannte zweite Nachtheil wegfällt. Im gedrückten Gurte dagegen würde dieses System nur zu empfehlen sein, wenn die Knotenpunkte genügend gegen seitliches Ausweichen gesichert sind, wo alsdann die Stösse an die Knotenpunkte zu verlegen sein würden.

Jedenfalls ist es rathsam, die Stösse ganz oder zum Theil an die Knotenpunkte zu verlegen, weil 1. die Gurte hier am meisten gegen Ausbiegen gesichert sind, so dass hier auch eine Verrückung des Schwerpunktes des Querschnittes im Stosse am wenigsten schadet und 2. können auch hier die Knotenbleche oder Futterbleche gleichzeitig zur Deckung der Stösse verwendet werden (Fig. 193, S. 152 und Fig. 200, S. 155).

Man hat auch wohl die Stösse sämtlicher Theile des Gurtes an ein und dieselbe Stelle verlegt, um den Vortheil zu erhalten, dass die einzelnen Theile des Gurtes in der Fabrik vollständig vernietet werden können, wodurch die Montirung wesentlich vereinfacht wird und schneller von Statten geht. Nur erfordert dieses Princip gewisse Gurtformen und eine gute Versteifung der Knotenpunkte.

Bei den unter Gerber in der Brückenbauanstalt von Klett & Co. construirten Brücken sind in der That die Stösse sämtlicher Theile eines Gurtes an dieselbe Stelle verlegt, welche unmittelbar neben einem Knotenpunkte liegt (Fig. 243 und 244). Bei dem hier regelmässig gewählten, kreuzförmigen Gurte (Fig. 72, S. 78), wo nicht mehrere Bleche über einander liegen, ist dies auch möglich, während es z. B. beim T-förmigen Gurte, wo mehrere Lamellen über einander liegen, nicht gut möglich wäre, da zu viel Deckbleche über einander gelegt werden müssten. Diese Anordnung hat beim kreuzförmigen Gurte auch noch den Vortheil der vollkommenen Erhaltung des Schwerpunktes und der hiermit verbundenen Vermeidung einer Ausbiegung der Gurtstücke; indess liesse sich diese Bedingung auch erreichen, wenn man die Stösse der beiden verticalen Lamellen, der beiden horizontalen Lamellen, sowie sämtlicher vier Winkelisen abwechseln liesse.

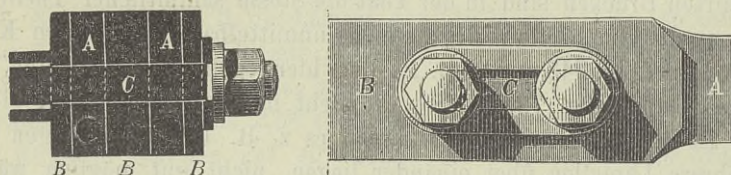
§. 119. Stösse in polygonalförmigen Gurten. Das Gesagte gilt natürlich auch für die polygonalförmigen Gurte. Nur erscheint hier das System, bei welchem man mehrere Stösse zusammenlegt, insofern als noch mehr gerechtfertigt, weil hierdurch die Ausführung erleichtert und das Knicken der Lamellen und Formeisen möglichst reducirt werden kann, wenn man die Stösse in die unmittelbare Nähe der Ecken des Gurtes oder der Knotenpunkte legt. Ganz scharfe Ecken wird man natürlich nicht bilden, da das Biegen in scharfen Ecken die Festigkeit des Eisens beeinträchtigt; man wird vielmehr den Gurt an den Knotenpunkten auf eine kurze Länge von 25 bis 40 Centim. krümmen.

Namentlich ist das Bilden der Ecken in den Verticalblechen schwierig, wenn der Stoss nicht an der Ecke liegt und die Arbeit wird schon wesentlich reducirt, wenn wenigstens an der Hälfte der Ecken Stösse angeordnet sind (Fig. 195, S. 153, Fig. 201 u. 202, S. 156 und Fig. 207, S. 159).

Wenn es leicht angeht, so legt man die Fugen in den Verticalblechen in die Halbirungslinie des Winkels. Wenn sich aber an dem Stosse gleichzeitig eine Verticale anschliesst, so wird die Verbindung vereinfacht, wenn die Fugen vertical angeordnet werden (Fig. 208, S. 159). Man kann aber auch hier die Fuge in Richtung der Halbirungslinie anordnen, wenn man die Fuge neben die Verticalen legt (Fig. 195, S. 153 und Fig. 202, S. 156).

§. 120. Verbindung bei besonderen Formen schmiedeeiserner Gurte. Die specielle Besprechung der Verbindung der Kettengurte übergehen wir, weil wir bei den Kettenbrücken, deren Ketten dieselbe Construction haben, Gelegenheit zu weiteren Besprechungen haben werden.

Es erübrigt daher nur noch, die eigenthümliche Verbindung der Untergurte der Schifkorn'schen Träger vorzuführen (Fig. 253). Die Verbindung.



Schifkorn's System. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

ung geschieht durch drei Laschen- oder Kupplungsplatten *B*, von denen die stärkere zwischen den beiden Flachschieben *A*, die schwächeren ausserhalb derselben liegen. Zur Uebertragung der Spannung dient ein Eisenstück *C* mit rechteckigem Querschnitte, auf dessen Seiten zwei Schraubenbolzen mit einem rechteckigen, aussen halbkreisförmigen Querschnitte liegen. Diese drei Theile, welche zusammen das Kupplungsschloss bilden, sind etwas keilförmig, so dass durch ein Anziehen der Schraubenmutter eine genaue Ausfüllung des Schlitzes in den Schienen und Laschenplatten möglich wird. Alle drei Theile gehen durch sämtliche Flachschieben des Untergurtes (4 bis 8 Stück) hindurch.

Der Querschnitt des Kupplungsschlusses muss sich zum Querschnitte einer Flachschiene verhalten, wie die Festigkeitscoefficienten für Zug und Schub, also ungefähr wie 5 : 4. Dabei sollte, damit der Druck zwischen Bolzen und Lochwandung nicht das zulässige Maass der Druckfestigkeit überschreitet, die Höhe des Schlitzes nahezu gleich der Höhe der Flachschieben sein, was indessen durchaus nicht der Fall ist. Demnach ist bei

dieser Kupplung der Druck zwischen Bolzen und Lochwandung zu gross, die Verbindung also als unzweckmässig zu bezeichnen.

Bei der Reconstruction der Brücke über die goldene Bystrzyca bei Stanislaw wurde von Dr. Wolsky statt dieser Kupplung in richtiger Weise eine Verbindung mittelst 8 Nieten (auf jeder Seite des Stosses) angeordnet.

§. 121. Gelenkverbindung im Druckgurte. Bei der Bogensehnenbrücke über die Schelde bei Oudenarde wurde vom belgischen Ingenieur Dalbot im Scheitel des oberen Gurttes ein Gelenk angeordnet, welches darin besteht, dass sich beide Gurttheile gegen niedrige Stahlkeile stemmen (Fig. 254). Diese Brücke ist wohl die einzige, welche diese Anordnung zeigt.

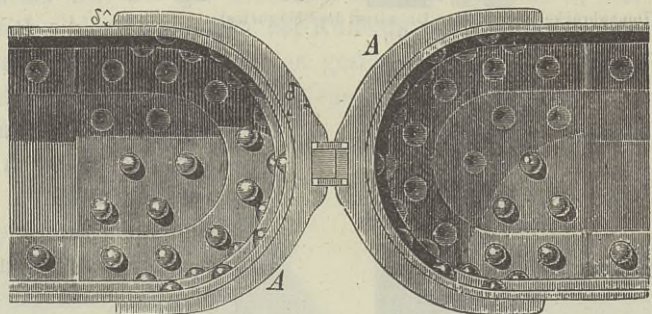
Bei den eigentlichen Bogenbrücken ist diese Gelenkverbindung mehrfach in Anwendung gekommen und zwar aus drei Gründen: 1. Weil

hierdurch der Einfluss der Temperatur auf die inneren Spannungen vermindert und bei Anwendung dreier Gelenke sogar ganz aufgehoben wird; 2. weil bei Anwendung dreier

Gelenke die Bestimmung der Spannung nach rein statischen Gesetzen, also ohne die weitläufige Anwendung der Elasticitäts-Gesetze erfolgen kann und 3. weil bei Anwendung von Kämpfergelenken die Kämpferdrücke einen mehr bestimmten Angriffspunkt erhalten.

Bei den Bogensehnenträgern kann durchaus keiner dieser drei Gründe Anwendung finden, obwohl der Erbauer das Gelenk deshalb angewendet hat, um eine Bestimmtheit in der Lage der Drucklinie zu erreichen. Aus demselben Grunde müssten dann auch bei den Parallelträgern Gelenke angewendet werden. Es steht dieses einzelne Gelenk durchaus in keiner Consequenz mit den bei dieser Brücke angewendeten starren Knotenverbindungen und den sehr breiten (2^m breiten) Auflagern, die die Lage der Stützendrücke ganz im Unklaren lassen.

Der eine vom Erbauer angeführte Vortheil des Gelenkes, dass durch die in demselben angewendeten Keile das Montiren erleichtert werde, ist allerdings wohl vorhanden. Jedoch tritt der Nachtheil hinzu, dass hierdurch die Deformationen durch Seitenschwankungen erhöht und die Sta-



Scheldebrücke bei Oudenarde. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

bilität beider Träger vermindert wird. Es bringt daher dieses Gelenk sicher mehr Nachtheil als Vortheil.

§. 122. **Gelenke in den continuirlichen Gelenkträgern.** Es würde hier noch zu besprechen sein, wie die Gelenke der in §. 5 besprochenen Gelenkträger zu construiren seien. Bis jetzt bestehen nur zwei von Gerber ausgeführte Brücken dieses Systemes, welche keine eigent-

Fig. 255.

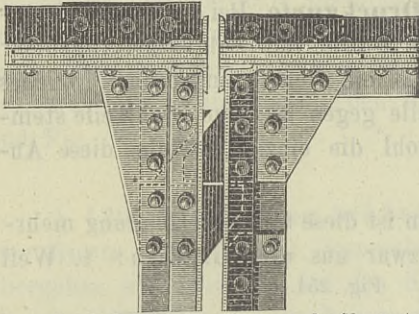
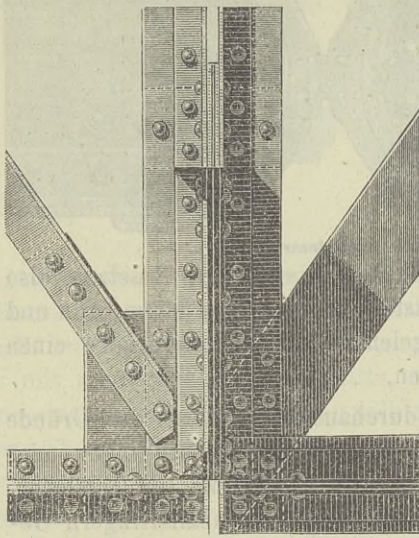
Donaubrücke bei Vilsofen. (Gr. adriess des Obergurtes).
— $\frac{1}{20}$ n. Gr.

Fig. 256.

Donaubrücke bei Vilsofen. (Ansicht des Untergurtes).
— $\frac{1}{20}$ n. Gr.

lichen Gelenke haben. Bei der Marienbrücke bei Hassfurt (Fig. 20, S. 22) durchschneiden sich an den als Gelenk betrachteten Punkten *A* und *A'* beide Gurte und sind hier fest mit einander vernietet, indem der Constructeur von dem Gesichtspunkte ausging, dass ein wirkliches Gelenk hier ebenso wenig nothwendig sei, wie an den Knotenpunkten und dass die Biegung in Folge der hier sehr geringen Höhe des Trägers so gross sein werde, dass sich der Träger wenigstens nahezu ebenso verhalte, als wenn wirkliche Gelenke vorhanden wären. Dem entsprechend sind auch die Gelenke bei den Parallelträgern der Donaubrücke bei Vilsofen angeordnet. Der Obergurt ist allerdings vollständig getrennt und die beiden Theile sind in der in Fig. 255 gezeigten Weise nur gegen seitliche Verschiebung gesichert. Auch der Untergurt ist zwar getrennt, aber die hier angeordneten Verticalen sind unmittelbar über dem Untergurte durch so viele Nieten mit einander vernietet, als es die hier wirkende Transversalkraft erfordert (Fig. 256).

Es wäre indess recht wohl möglich, ein wirkliches Gelenk anzunehmen, indem man die beiden Gurtstücke, ohne sie mit einander zu vernieten, in einander eingreifen lässt, und mit Rücksicht auf die nicht unbedeutende gegenseitige Verdrehung der am Gelenke zusammenstossenden Trägertheile dürfte dies auch rathsam sein. Ein anderer Vorschlag, nämlich eine Vernietung, bei welcher die Nietlöcher in der

Richtung concentrischer Kreise länglich sind, während die Bolzen einen rechteckigen Querschnitt haben, wurde von Haeseler in der deutschen Bauzeitung (Jahrgang 1872) gemacht.

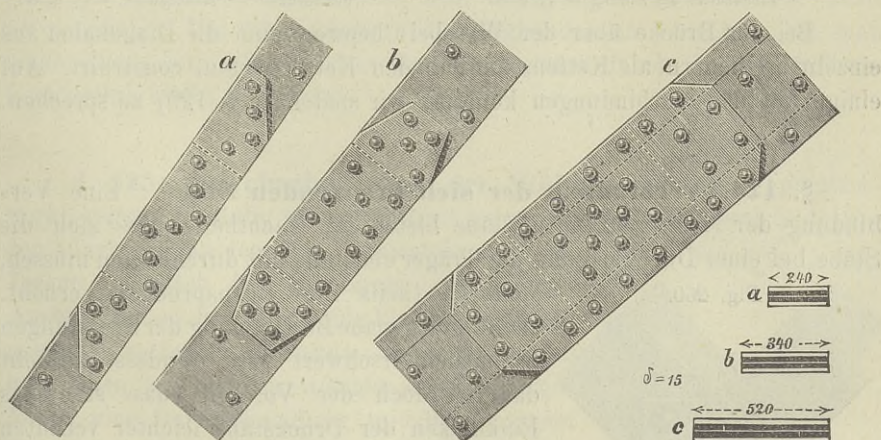
VIII. K a p i t e l.

Verbindungen im Gitterwerke.

§. 123. **Stösse in den Gitterstäben.** Stösse in den Gitterstäben kommen nur selten vor, da die Länge der Walzeisensorten meist für die Länge der Gitterstäbe ausreicht. In einzelnen Fällen hat man indessen doch Stösse anordnen müssen. So z. B. finden wir Stösse in den Gitterstäben bei der Donaucanalbrücke in Wien (Fig. 46, S. 45), wo für jede Diagonale in der Mitte, also an der Kreuzung mit den Verticalen, ein Stoss angeordnet ist; bei der Leckbrücke bei Kuilenburg (Fig. 41, S. 42), wo sowohl die Verticalen, als die Diagonalen gestossen sind, u. s. w.

Die Deckung der Stösse bietet nichts Neues und ist nach den für die Gurte aufgestellten Regeln zu behandeln. Als Beispiel haben wir

Fig. 257.



Leckbrücke bei Kuilenburg. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

in Fig. 257 die Stosdeckung dreier Flacheisendiagonalen der Leckbrücke bei Kuilenburg dargestellt.

Wenn es sonst keinem Anstande unterliegt, so legt man die Stösse der Flacheisengitterstäbe am besten an die Kreuzung mit den Druckstäben (Fig. 258 und 259) und zwar 1. weil sonst durch das Schwingen der Flacheisen leichter eine Lockerung der Niete eintritt und 2. weil es hierdurch bei Anordnung doppelter Flacheisenstäbe möglich wird, die

beiden Theile, aus welchen die Druckstäbe bestehen und zwischen denen die Zugstäbe hindurch gehen, einander näher rücken zu können (Fig. 259).

Fig. 258.

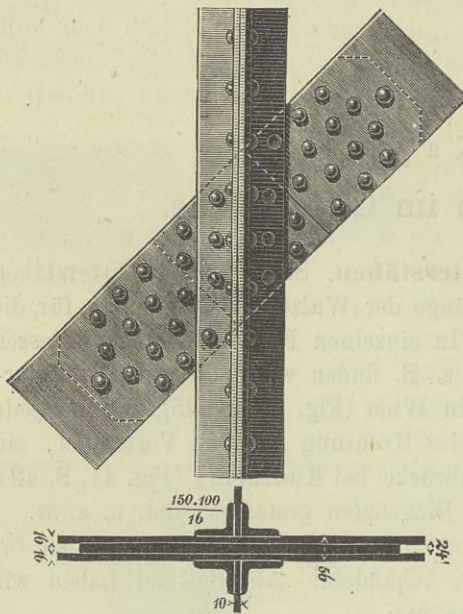
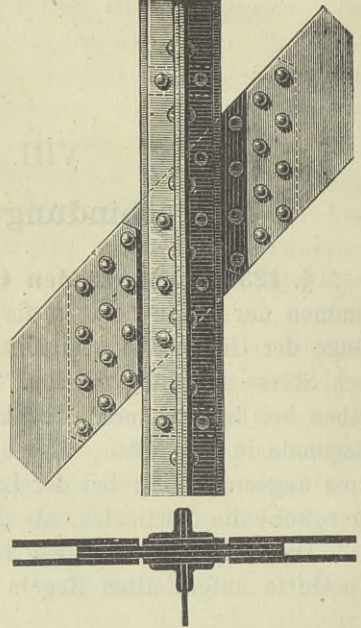
Elbebrücke bei Aussig. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

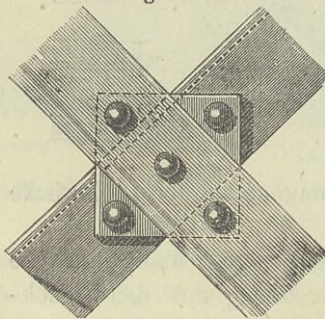
Fig. 259.

Donaubrücke bei Mauthausen. — $\frac{1}{2}$ n. G.

Bei der Brücke über den Wye bei Chepstow sind die Diagonalen aus einzelnen Gliedern als Ketten, ähnlich den Kettengurten, construiert. Auf einige ähnliche Verbindungen kommen wir später (in §. 129) zu sprechen.

§. 124. Verbindung der sich kreuzenden Stäbe. Eine Verbindung der sich kreuzenden Stäbe bietet den Nachtheil, dass sich die Stäbe bei einer Durchbiegung der Träger ebenfalls mit durchbiegen müssen,

Fig. 260.

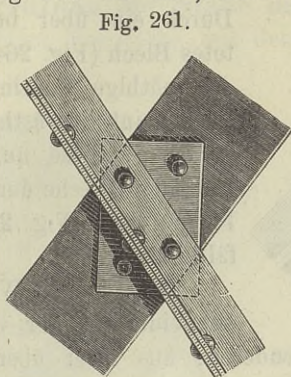
 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

wodurch theils ihre Beanspruchung erhöht, theils eine genaue Bestimmung der Spannungen wesentlich erschwert wird. Indess entsteht dadurch doch der Vortheil, dass sich das Einknicken der Druckstäbe leichter verhüten lässt und einem Schlottern der schlaffen Zugstäbe vorgebeugt wird. Ohne diese Verbindung würde eine correcte Construction der Druckstäbe wesentlich erschwert werden.

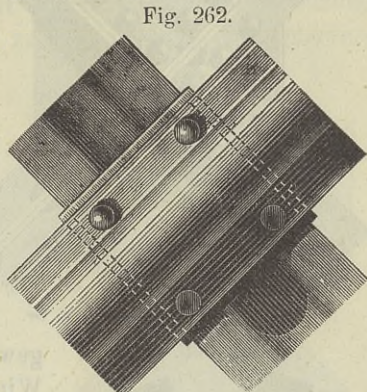
Diese Verbindung erfolgt stets durch eine Vernietung. Je nachdem der Platz ausreicht, also je nach der Breite und dem Querschnitte der Stäbe, wendet man eine Verbindung durch eine bis vier, selten mehr Nieten an.

Haben die zu verbindenden Stäbe einen Abstand, meist um die Dicke des Steh- oder Knotenbleches, so schaltet man zwischen beiden ein Futter ein, welches entweder für jede Niete aus einem kurzen Röhrenstücke, meist aber aus einem, für alle Nieten gemeinschaftlichen Blechstücke besteht (Fig. 260 bis 262). Meist hat man diese Bleche so klein gehalten, dass sie dem Auge nicht sichtbar werden.

Zuweilen aber sind sie, um noch mehr Nieten unterbringen zu können oder als eine Art Decoration, grösser gehalten; so z. B. in Fig. 260 für sich kreuzende



Donaubrücke bei Vilsofen.
 $\frac{1}{5}$ n. Gr.

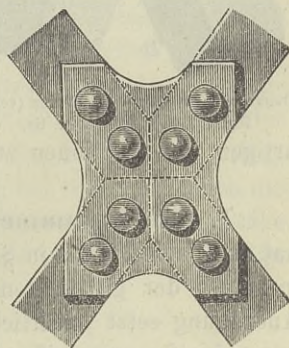


Brücken über die Eipel und Gran in Ungarn.
 $\frac{1}{4}$ n. Gr.

Winkelleisen und in Fig. 262 für sich kreuzende Omegaeisen.

Bei der Rheinbrücke bei Mannheim ist eine feste Verbindung der Zugbänder mit den Verticalen, welche eine selbstständige Längenänderung der Zugstäbe hindert, aus dem oben angeführten Grunde nicht vorgenommen. Um ein Schlottern der Zugbänder zu verhüten, hat man beide Theile nur mittels eines Bolzens, welcher durch ein viel weiteres Loch geht, leicht verbunden.

§. 125. **Durchschneidung der Stäbe.** Bei dem Doppelfachwerke kommt es häufig vor, dass die Axen zweier aus Flacheisen bestehenden Diagonalen in derselben Verticalebene liegen. Jedoch gestattet das Flacheisen eine geringe Ausbiegung, so dass man beide Flacheisen nebeneinander vorbeiführen kann. Statt dessen hat man aber zuweilen in weniger zweckmässiger Weise eine Durchschneidung mit Hülfe zweier Kupplungsplatten (Fig. 263) angeordnet.



$\frac{1}{4}$ n. Gr.

Ebenso entstehen Durchschneidungen beim Netzwerke in demjenigen Theile des Trägers, in welchem jeder Stab sowohl auf Zug als auf Druck beansprucht wird, und zwar in dem Falle, wo man die Formeisen für beide Scharen von Stäben auf derselben Seite des Gurtes befestigt. Ebenso entstehen dieselben immer bei der Anwendung des kreuzförmigen Querschnittes.

Fig. 264.

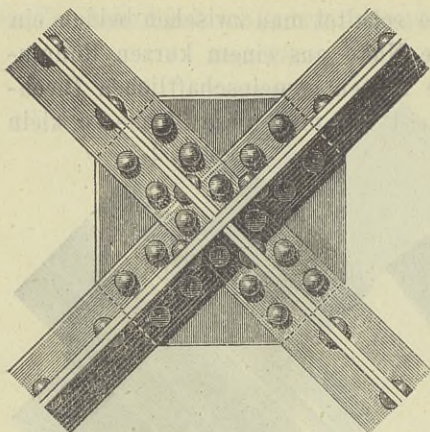
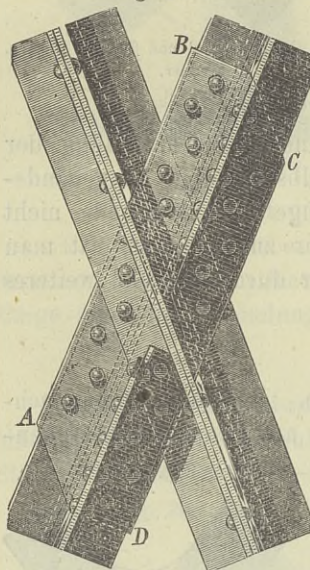
Flackenseebrücke. — $\frac{1}{17}$ n. Gr.

Fig. 265.



Donaubrücke bei Gross-Prüfening (vergl.

Fig. 137, S. 105.) — $\frac{1}{25}$ n. Gr.

Am besten erscheint es hier, die Formeisen des am stärksten auf Druck beanspruchten Stabes ohne Unterbrechung durchgehen zu lassen und die des andern zu unterbrechen. Durch ein über beide Stäbe genietetes Blech (Fig. 264) wird wiederum die nöthige Continuität hergestellt. Es scheint in ästhetischer Hinsicht gerathen, diese nur vereinzelt auftretenden Bleche durch eine geeignete Form (vergl. Fig. 266) weniger auffällig zu machen.

In gleicher Weise sind Durchschneidungen der von Gerber angewendeten, aus zwei über Eck gestellten Winkelstäben bestehenden Gitterstäbe (Fig. 265) angeordnet. Der stärkere Stab geht ohne Unterbrechung durch; sämtliche Theile des schwächeren Stabes sind an der Kreuzung unterbrochen und durch eine starke Platte *ABCD* ersetzt. Für die schwächsten gedrückten Stäbe ist nur Flacheisen angewendet, welches durch ein aufgenietetes Winkeleisen versteift ist; letzteres ist an der Kreuzung unterbrochen.

Ueber die Vermeidung von Durchschneidungen beim kreuzförmigen Querschnitte wurde bereits früher (Seite 104, Fig. 133) gesprochen. Auch von den Durchschneidungen der Stäbe mit I-förmigem Querschnitte und der Gitter-Druckstäbe wurde bereits in §. 22 gesprochen. Auch werden wir im nächsten Kapitel wieder Gelegenheit haben, von derartigen Constructionen zu sprechen.

§. 126. Zusammenstoss der Stäbe. Statt der Durchschneidungen hat man, wie bereits in §. 74, 1 erwähnt wurde, auch häufig einen Zusammenstoss der gedrückten Stäbe auf einer Verticalen angeordnet. Diese Anordnung setzt natürlich das Vorhandensein von Verticalen zur Anbringung der Querversteifungen voraus. In Fig. 266 (folgende Seite) ist die hier gewöhnlich angewendete Construction dargestellt. Direct auf der Verticalen *B* liegen die Flacheisenstäbe *C*; sie stossen in der verticalen Axe

zusammen. Auf diesen liegt das Kupplungsblech *A* und auf diesem die Formeisen *D*. Unter das Kupplungsblech sind, soweit nicht die Flacheisenstäbe *C* die Unterlage bilden, Futterbleche untergelegt.

§. 127. **Kreuzung der Stäbe mit Verticalen.** Die Kreuzung der Gitterstäbe beim Netzwerke mit den zur Anbringung der Querver-

Fig. 266.

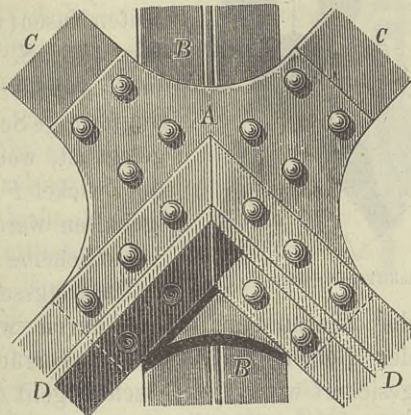
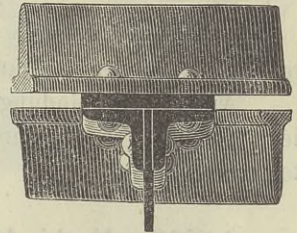
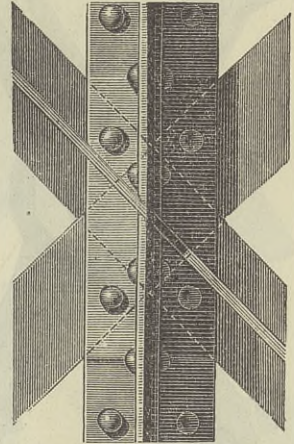
Aarebrücke bei Busswyl. — $\frac{1}{12}$ n. Gr.

Fig. 267.

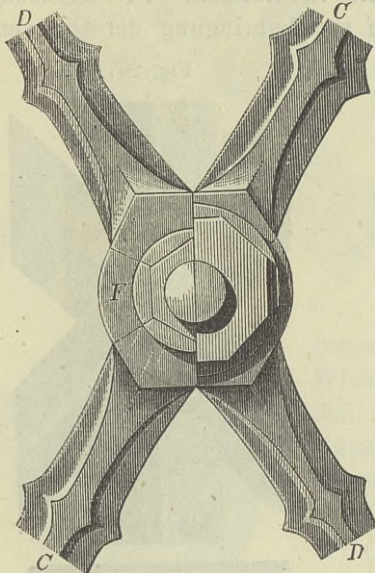
Moselbrücke bei Coblenz. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

bindungen dienenden Verticalen macht nur dann einige Schwierigkeit, wenn man zu beiden Scharen der Gitterstäbe Formeisen anwendet, welche auf verschiedenen Seiten der Gurte befestigt werden. Jedenfalls wird man in diesem Falle beide Scharen von Stäben ohne Durchschneidung an einander vorbeiführen und nur die Winkeleisen der Verticalen an der Kreuzung unterbrechen und mit den Gitterstäben vernieten, wozu natürlich eine Verkröpfung nöthig erscheint (Fig. 267). Der Zwischenraum zwischen beiden Gitterstäben, welcher die Dicke des Steh- oder Knotenbleches hat, wird entweder mit einer einzelnen Blechplatte oder mit einem von einem Gurte zum andern reichenden Flacheisen *A* (Fig. 267, vergl. Fig. 68, S. 67) ausgefüllt. Statt dessen hat man wohl auch die Winkeleisen, ohne sie zu unterbrechen, über die Rippen der inneren Stäbe hinweggebogen. Eine andere Verbindung wurde bereits in §. 75 (Fig. 168, S. 117) besprochen.

§. 128. **Verbindung der Gitterstäbe beim Schiffkorn'schen Systeme.** Es wurde bereits in §. 30 gesagt, dass beim Schiffkorn'schen Systeme die Haupt- und Gegenstreben aus einzelnen, an den Kreuzungs-

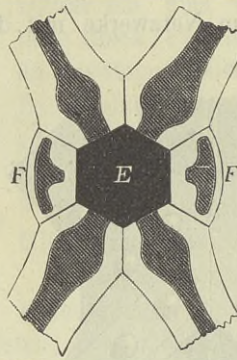
stellen zusammenstossenden Stücken bestehen. Sämmtliche vier zusammenstossenden Theile stemmen sich gegen einen Schmiedeeisenbolzen *E* von kreisförmigem oder sechseckigem Querschnitte (Fig. 269). Wenn die Streben steiler, als unter circa 45° stehen, so sind auf beiden Seiten kleine

Fig. 268.



Schifkorn's System. — $\frac{1}{6}$ n. Gr.

Fig. 269.



Schifkorn's System. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

Zwickel *F* eingeschaltet. Die Streben und Zwickel *F* haben auf beiden Seiten Nasen (vergl. Fig. 173, S. 119), um welche eine ringförmige Scheibe gelegt ist, wodurch die Zwickel *F* festgehalten werden.

Diese Scheibe dient als Unterlagsscheibe

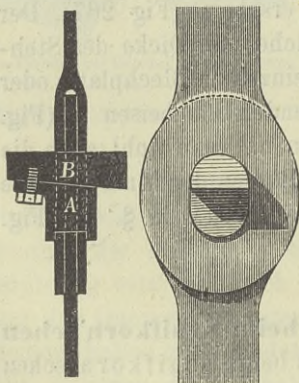
der Schraubenmutter, durch welche der Bolzen *E* vor einer Verrückung gesichert wird. Der Bolzen *E* geht durch sämtliche Wände ein und desselben Trägers hindurch und ist zwischen den einzelnen Wänden von einer Hülse umgeben, welche den Abstand der Wände fixirt.

Auf die Verbindung der Streben bei einem mehrfachen Systeme in der Axe der Träger werden wir erst später (in §. 130) zu sprechen kommen.

§. 129. Verbindungen zum Zwecke der Anspannungen.

Künstliche Anspannungen kommen nur beim combinirten Gitterwerke vor.

Fig. 270.



Windsorbrücke. — $\frac{1}{12}$ n. Gr.

Beim Howe'schen, resp. Schifkorn'schen Systeme werden die Verticalen, beim Rider'schen Systeme die Diagonalen meist mit Hilfe von Schrauben, welche sich an den Enden der Stäbe befinden und sich gegen die Gurte legen, in der bereits besprochenen Weise angespannt.

Beim Doppelfachwerke ist die Vorrichtung zum Anspannen zuweilen in der Mitte der Stäbe angebracht. Fig. 270 zeigt die Construction an der Themsebrücke bei Windsor. Der eine Theil des Stabes endet in eine Gabel, welche den andern Theil umfasst. Die Enden beider Theile sind ebenso gestaltet, wie die Augen der Ketten-

glieder; statt des einzigen kreisförmigen Bolzens ist ein Doppelkeil eingelegt. Der eine Theil *A* ist durch Nasen gegen ein Verschieben gesichert; der andere Theil *B* wird nach dem Eintreiben mit dem Theile *A* durch eine Schraube verbunden. Aehnliche Anspannungsvorrichtungen findet man auch zu anderen Zwecken.

Auf demselben Principe beruht die Construction bei der Saltashbrücke (Fig. 271); nur geschieht hier die Verbindung sämtlicher vier Theile durch zwei Kupplungsplatten, welche die Stelle der Gabel bei der vorigen Verbindung vertreten.

Aehnliche Verbindungen finden wir auch in Amerika angewendet, so z. B. bei der Ohiobrücke bei Louisville (Fig. 272). Die gezogenen Flacheisenstäbe bestehen aus zwei Theilen, welche durch ein Kupplungsschloss verbunden sind. Der eine Stab ist durch ein Keilchloss, der andere durch einen cylindrischen Bolzen mit den Kupplungsplatten verbunden. Der Bolzen ist gleichzeitig zur Befestigung der verticalen Hängestange, der aus Quadranteisen bestehenden Säule und eines secundären Zugstabes benützt (vergleiche Fig. 38, S. 40).

Ueber die Anspannung der Diagonalen beim Doppelfachwerke wurde auch bereits in §. 28 gesprochen.

§. 130. Mittelgurte. Einzelne Constructeure haben die Gurte durch horizontale oder wenig geneigte Stäbe, meist aus Flacheisen oder schwachem Formeisen, mit einander verbunden, um ihnen eine grössere Steifigkeit gegen Einknicken in der Ebene der Gitterwand zu geben. Wir nennen diese Stäbe Mittelgurte. Man findet dieselben bei fast

Fig. 271.

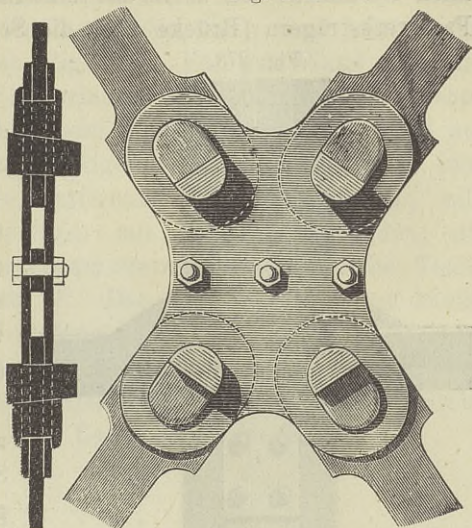
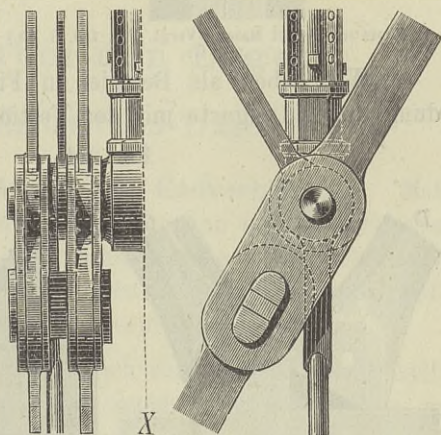
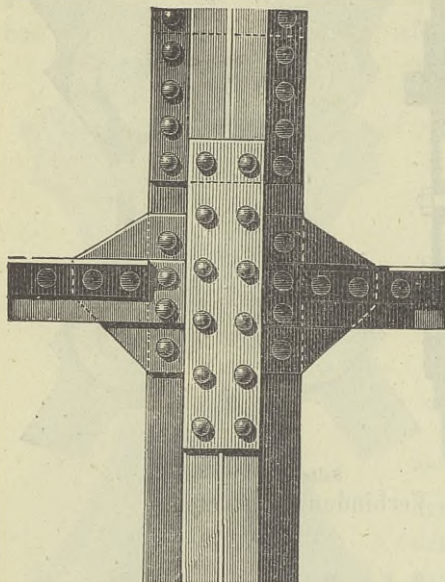
Saltash-Brücke. — $\frac{1}{20}$ n. Gr.

Fig. 272.

Brücke über den Ohio bei Louisville. (Vergl. Fig. 38, S. 40.)
 $\frac{1}{16}$ n. Gr.

allen Systemen, so z. B. bei einzelnen von Herrmann construirten Fachwerkträgern (Brücke über die Schwarzawa bei Brünn, Kleparow-

Fig. 273.

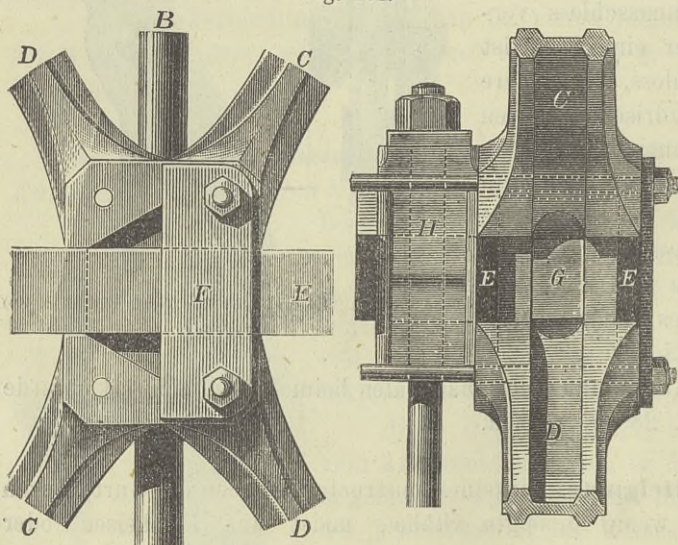
Rheinbrücke bei Mainz. (Vergl. Fig. 110, S. 50.)
1/3 n. Gr.

Viaduct bei Lemberg), bei den Halbparabelträgern der Leckbrücke bei Kuilenburg und der Rheinbrücke bei Düsseldorf (Fig. 41 und 42, S. 42), bei den Fischträgern der Rheinbrücke bei Mainz (Fig. 49, S. 47), bei den Neville'schen Brücken (Fig. 35, S. 38) und bei den Schifkorn'schen Brücken (Fig. 55, S. 53).

Bei sehr langen Druckstäben, also insbesondere bei sehr grossen Spannweiten, können diese Mittelgurte wohl als gerechtfertigt erscheinen; bei mittelgrossen und kleinen Spannweiten können sie aber stets wegbleiben. Im Allgemeinen stören sie auch den ästhetischen Eindruck der Brücke.

Wir geben als Beispiel in Fig. 273 die Darstellung der Verbindung der Mittelgurte mit den Verticalen bei der Rheinbrücke bei Mainz.

Fig. 274.



Schifkorn's System. — 1/4 n. Gr.

zwei Verticalen noch durch zwei auf die Seitenrippen aufgenietete Flacheisen verstärkt ist, um die Durchbiegung durch das eigene Gewicht zu vermindern.

Der Mittelgurt besteht hier beim älteren Geleise aus einem Flacheisen und einem Winkel-eisen, beim neueren Geleise aus ungleichschenkligen Winkel-eisen. Bei der Leckbrücke bei Kuilenburg ist U-Eisen mit verticaler Mittelrippe verwendet, welches in der Mitte zwischen

Bei den Schiffkorn'schen Brücken sind die Mittelgurte bei hohen Trägern wegen der hier eintretenden Zusammensetzung einer jeden Strebe aus vier Theilen fast unentbehrlich (Fig. 274). Für jede Wand sind hier als Mittelgurt zwei hochkantige Flachschieben E angeordnet; die Streben C, D stemmen sich zum Theil auf diese Flachschieben, zum Theil auf ein zwischen denselben liegendes 6-eckiges Prisma. Zwischen je zwei Wänden liegt zur Fixirung der Entfernung ein Gussstück H ; alle Wände sind durch 4 Schraubenbolzen mit einander verbunden; als Unterlagsscheibe dient den Schraubenmütern eine sämtliche Theile bedeckende rechteckige Blechplatte F . Das Gussstück H dient häufig zum Aufhängen der Querträger; alsdann hängt das Gussstück an einem durch dasselbe gesteckten und auf beiden Flachschieben aufruhenden Schmiedeeisenstabe mit rechteckigem Querschnitte, welcher zum Durchgange der Hängeschrauben mit einem Loche durchbrochen ist.

IX. Kapitel.

Verbindungen über den Lagern.

I. Parallel- und Halbparabel-Träger.

§. 131. **Allgemeine Anordnung der Endverbindung.** Man pflegt die Parallelträger an den Enden fast allgemein mittels verticaler Theile, sogenannter Endpfosten oder Endständer, abzuschliessen, obwohl diess nicht in allen Fällen nothwendig ist. Hinsichtlich der speciellen Besprechung trennen wir das Fachwerk vom Netzwerke.

a) **Fachwerk.** Beim Fachwerke bietet sich zunächst die Möglichkeit, dasselbe bis zum Anschlusse an den Pfosten regelmässig fortzuführen, so dass einzelne Zugstäbe am Pfosten selbst zu befestigen sind (Fig. 275). Die Spannungen derselben lassen sich in eine Verticalcomponente V und eine Horizontalcomponente H zerlegen. Die ersteren bewirken, dass im Pfosten selbst ein Druck entsteht, welcher im unteren Theile gleich dem Stützendrucke S , im oberen Theile $= \frac{1}{n} S$ ist; die Horizontalcomponenten aber erzeugen eine Biegung des Pfostens, so dass derselbe, um der Biegung zu widerstehen, ungemein stark construirt werden muss. Diese Anordnung erscheint daher als unzweckmässig.

Fig. 275.

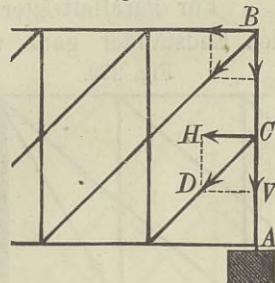
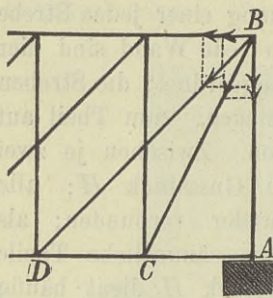


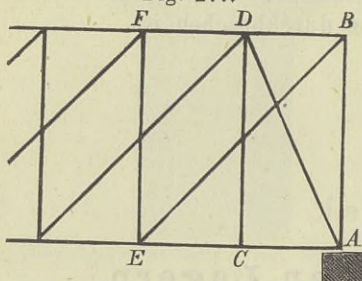
Fig. 276.



Es ist daher fast allgemein üblich, sämtliche vom Pfosten ausgehende Zugstäbe am oberen Ende desselben zu befestigen (Fig. 276) (vergl. Fig. 39, S. 41 und Fig. 41, S. 42), so dass der Pfosten nur einen dem Stützendrucke gleichen Verticaldruck aufzunehmen hat, obwohl hierdurch im Gitterwerke eine nicht schön aussehende Unregelmässigkeit entsteht.

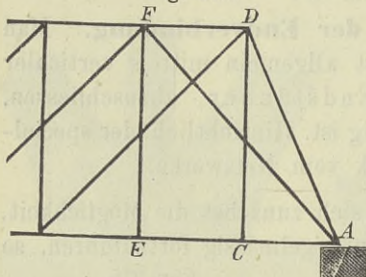
Statt dessen kann man auch nur einen Zugstab BE von B ausgehen lassen, und statt der anderen Zugstäbe von A ausgehende Streben AD anordnen (Fig. 277 und Fig. 42, S. 42). Man erreicht hiermit den Vortheil, dass der Druck im Endpfosten AB bedeutend vermindert wird, so dass einestheils schwächere Endpfosten nöthig werden, andernteils das starke Schwanken der am oberen Ende sehr stark belasteten Endpfosten vermindert wird. Nur wirkt die Unregelmässigkeit in ästhetischer Hinsicht sehr ungünstig und ist daher diese Anordnung für Parallelträger noch nicht in Anwendung gekommen; wohl aber finden wir sie bei den Halbparabelträgern der Düsseldorf-Rheinbrücke (Fig. 42, S. 42), wo sie weniger auffällig ist, da die Höhe am Ende gegen die Höhe in der Mitte klein ist und die Streben gewissermassen einen Uebergang in den gekrümmten Gurt vermitteln. Die Materialersparniss beim Parallelträger, in den Endständern und den nur schwach auf Zug beanspruchten Verticalen DC beträgt hierbei theoretisch ungefähr 3 Procent der Materialmenge des ganzen Trägers.

Fig. 277.



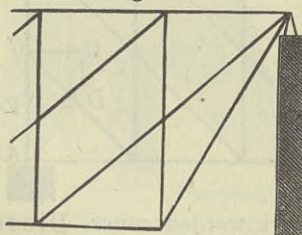
Für Parallelträger wäre es bei unten liegender Bahn geeigneter, den Endständern ganz wegzulassen und statt dessen beim n -theiligen Systeme vom Auflager A aus n Streben ausgehen zu lassen (Fig. 278). Die Ersparniss in den Endständern und den hier nur schwach auf Zug beanspruchten Verticalen DC und FE beträgt hierbei theoretisch ungefähr 6 Procent der Materialmenge des ganzen Trägers.

Fig. 278.



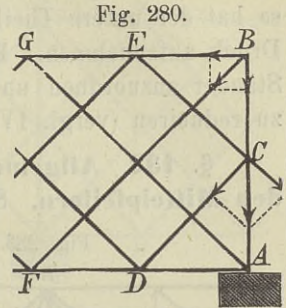
Bei oben liegender Bahn kann der Endständern ebenfalls entfallen, wenn man nicht, wie gewöhnlich, den Untergurt, sondern den Obergurt auflagert (Fig. 279), wie dies in Amerika mehrfach geschehen ist.

Fig. 279.



Bei oben liegender Bahn kann der Endständern ebenfalls entfallen, wenn man nicht, wie gewöhnlich, den Untergurt, sondern den Obergurt auflagert (Fig. 279), wie dies in Amerika mehrfach geschehen ist.

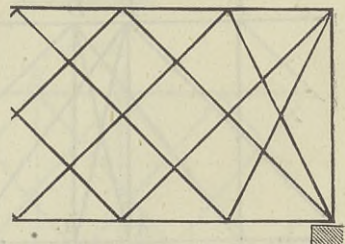
b) **Netzwerk.** Wenn das Gitterwerk bis zum Anschlusse an den Pfosten regelmässig fortgeführt wird und zwar so, dass sich immer die Axen je zweier Gitterstäbe an der Axe des Pfostens schneiden (Fig. 280), so setzen sich die Spannungen dieser Stäbe, von denen die eine ein Zug, die andere ein Druck ist, zu einer fast vertical wirkenden Resultante zusammen. Der Pfosten hat daher in diesem Falle fast nur einen Druck aufzunehmen, so dass diese Anordnung hier als zulässig erscheint. Es entstehen allerdings kleine Horizontalkräfte an den Knoten-



punkten des Ständers, welche bei der Feststellung des Querschnittes des Ständers zu berücksichtigen sind (vergl. Theorie der Brücken, II. Heft, Seite 40). Beim viertheiligen Netzwerke (Fig. 280) ist diese Horizontalkraft höchstens $\frac{1}{10}$ von der beim zweitheiligen Fachwerke (Fig. 275) entstehenden Horizontalkraft. Der Druck ist im unteren Theile des Pfostens bei dem Stützendrucke S und der Theilungszahl n gleich $\frac{n-3}{n} S$ und nimmt nach oben hin sprungweise bis zu $\frac{1}{n} S$ ab.

Um die auf den Endständer wirkenden Horizontalkräfte ganz zu vermeiden, hat man auch hier zuweilen die Stäbe vom unteren und oberen Ende des Ständers ausgehen lassen (Fig. 281 und Fig. 32, S. 36). Hinsichtlich der Materialmenge stehen beide Anordnungen ziemlich gleich, da die Anordnung Fig. 281 etwas mehr Material in den Gitterstäben, dagegen etwas weniger Material in den Endständern erfordert, als die Anordnung Fig. 280.

Fig. 281.

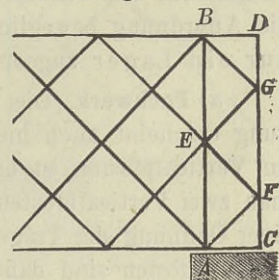


Eine Weglassung des Endständers erscheint nur beim eintheiligen Systeme (Fig. 38, Seite 40) als räthlich.

Nicht selten hat man zur Erzielung der nöthigen Länge des Auflagers zwei Pfosten AB und CD (Fig. 282), zuweilen sogar noch mehr Pfosten angeordnet. Es ist hierbei zu beachten,

Fig. 282.

dass bei einer Durchbiegung des Trägers in Folge der Belastung der grösste Theil des Stützendruckes in der Nähe von A wirken kann, falls für gewöhnlich das ganze Ende AC des Trägers aufrucht und nicht besondere Mittel zur gleichmässigen Vertheilung des Druckes bei voller Belastung angewendet sind. Der innere Pfosten AB muss demnach fast ebenso stark construirt werden, als wenn er allein vorhanden wäre.



Auch erscheint es aus demselben Grunde zweckmässig, von *A* und *B* Gitterstäbe ausgehen zu lassen, wie in Fig. 282; ist dies nicht der Fall, so hat der untere Theil des inneren Pfostens einen doppelt so grossen Druck aufzunehmen. Es erscheint indess gerathen, nur einen einzigen Ständer anzuordnen und das Auflager auf eine möglichst kleine Länge zu reduciren (vergl. IV. Abschnitt).

§. 132. Allgemeine Anordnungen der Verbindungen über den Mittelpfeilern. Selbstverständlich kommen hier nur die continuirlichen Träger in Betracht. Auch hier wird man im Allgemeinen zur Uebertragung des Stützendruckes Verticalpfosten anordnen, welche über dem Lager liegen. Es frägt sich hierbei indess, ob man nur ein oder ob man zwei Lager, also auch einen oder zwei Pfosten anzuordnen habe. Bei kleineren Brücken mit schmalen Pfeilern lässt sich füglich nur ein Lager anordnen. Bei grossen Brücken mit breiten Pfeilern nimmt ein Lager die ganze Breite des Pfeilers durchaus nicht in Anspruch, so dass ein grosser Theil der Breite unbenützt bleibt. Wendet man dagegen zwei Lager an, so wird dadurch die Spannweite der einzelnen Oeffnungen abgekürzt, und hierdurch eine

Fig. 283.

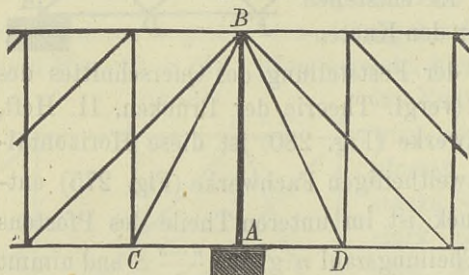
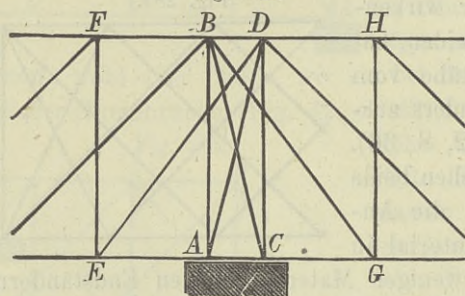


Fig. 284.



nicht unwesentliche Materialersparniss erzielt, welche bis zu 10 Procent des Trägermaterials gehen kann. Allein es entsteht auch der nicht unwesentliche Nachtheil, dass bei einzelnen Belastungsfällen der Träger nur auf dem einen Lager aufrucht, während er sich vom anderen abhebt. Der hierdurch hervorgerufene starke Wechsel in der Grösse des Druckes ist namentlich von schädlicher Wirkung auf das Mauerwerk und erschwert die Anordnung beweglicher Lager. Man hat daher in den meisten Fällen nur ein Lager angeordnet.

nicht unwesentliche Materialersparniss erzielt, welche bis zu 10 Procent des Trägermaterials gehen kann. Allein es entsteht auch der nicht unwesentliche Nachtheil, dass bei einzelnen Belastungsfällen der Träger nur auf dem einen Lager aufrucht, während er sich vom anderen abhebt. Der hierdurch hervorgerufene starke Wechsel in der Grösse des Druckes ist namentlich von schädlicher Wirkung auf das Mauerwerk und erschwert die Anordnung beweglicher Lager. Man hat daher in den meisten Fällen nur ein Lager angeordnet.

a) Fachwerk. Die für die Enden in Anwendung kommende Anordnung erscheint auch hier als die zweckmässigste (Fig. 283). Der Druck im Verticalpfosten ist hier ebenfalls gleich dem Stützendrucke. Wendet man zwei Verticalpfosten an, so ist zu berücksichtigen, dass bei Belastung einer Oeffnung der Träger nur auf einem Lager aufruhem kann. Zwischen beiden Pfosten sind daher jedenfalls Diagonalen (Fig. 284) oder irgend eine andere Ausfüllung (z. B. mit Gitterwerk oder Blech) anzuordnen.

b) **Netzwerk.** Bei Anwendung eines Pfostens tritt im Gitterwerke keinerlei Unregelmässigkeit ein (Fig. 285).

Die beiden Stäbe DG und FE werden oben auf Druck, unten auf Zug beansprucht. Eine Weglassung des Pfostens ist durchaus unzulässig, da sonst die von A ausgehenden Streben doppelt so stark beansprucht und der Theil EG des Obergurtes durch die in B wirkenden Züge auf Bruch beansprucht würden.

Fig. 285.

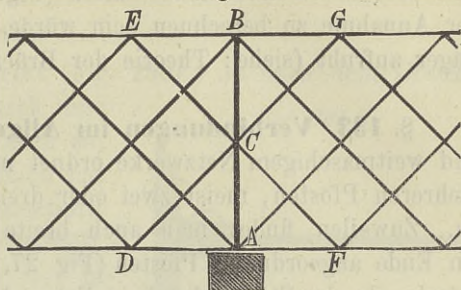


Fig. 286.

Ist der Pfeiler so breit, dass man bei Anwendung zweier Pfosten die Entfernung derselben gleich der horizontalen Maschenweite wählen kann (Fig. 286), so entsteht im Gitterwerke auch hier keine Unregelmässigkeit. Mit Rücksicht darauf, dass der Träger nur auf einem Lager aufrufen kann, müssen sämtliche Stäbe zwischen beiden Pfosten sowohl einen Zug, als einen Druck, welcher der hier wirkenden Transversalkraft entspricht, aufnehmen können.

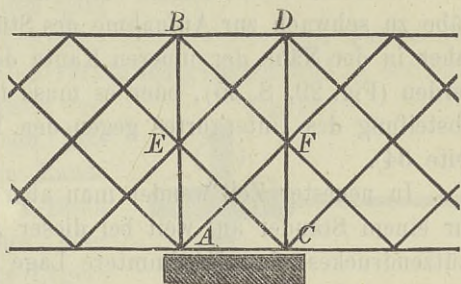


Fig. 287.

Ist man aber genöthigt, wegen zu geringer Pfeilerbreite die Pfosten näher zu rücken, so kann man bei geringem Unterschiede zwischen der Entfernung der Pfosten und der Maschenweite die Stäbe über die Pfosten hinweg geradlinig fortführen, so dass die Stäbe am Pfeiler eine etwas steilere Lage erhalten (Fig. 287).

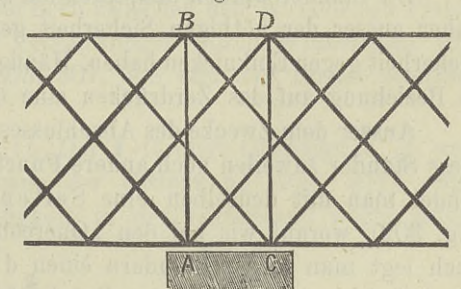
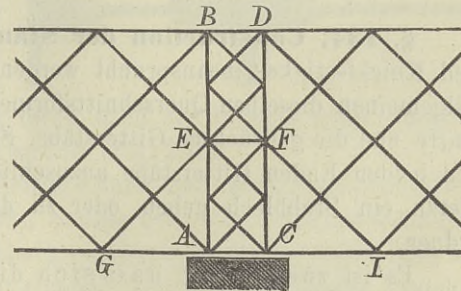


Fig. 288.

Bei zu grossem Unterschiede dagegen würde hierbei der Pfosten bei einseitiger Belastung zu stark auf Bruchfestigkeit beansprucht, weil sich die Axen der Stäbe nicht in der Axe des Pfostens schneiden. Hier erscheint es wohl am gerathensten, das Gitterwerk bis an die Pfosten



Hier erscheint es wohl am gerathensten, das Gitterwerk bis an die Pfosten

regelmässig fortzuführen und zwischen beiden Pfosten eigenes Gitterwerk oder eine Blechwand einzuschalten (Fig. 288), welche Construction unter der Annahme zu berechnen sein würde, dass der Träger nur auf einem Lager aufruhet (siehe: Theorie der Brücken, I. Heft, XI. Kap.).

§. 133. Verbindungen im Allgemeinen. Für Träger mit eng- und weitmaschigem Netzwerke ordnet man häufig sehr breite Lager mit mehreren Pfosten, meist zwei oder drei (Fig. 29, S. 35; Fig. 31, S. 36) an. Zuweilen findet man auch breite Endlager, aber mit nur einem am Ende angeordneten Pfosten (Fig. 27, S. 34); dies ist indess unzweckmässig, da der Stützendruck in Folge der Durchbiegung gerade mehr an der inneren Kante des Lagers wirkt und die von hier ausgehenden Gitterstäbe zu schwach zur Aufnahme des Stützendruckes sind. Jedenfalls soll daher in der Nähe der inneren Kante des Lagers ein Pfosten angeordnet werden (Fig. 29, S. 35), oder es muss in anderer Weise eine genügende Absteifung des Untergurtes gegen den Pfosten vorhanden sein (Fig. 28, Seite 34).

In neuester Zeit wendet man aber meistentheils schmale Lager mit nur einem Ständer an, weil bei dieser Anordnung der Angriffspunkt des Stützendruckes eine bestimmtere Lage erhält. Wir werden hierauf bei der Besprechung der Auflager zurückkommen.

Die Ständer werden hauptsächlich auf Druck beansprucht und müssen daher ausser der nöthigen Sicherheit gegen Zerdrücken auch die nöthige Sicherheit gegen Einknicken haben. Häufig wird man aus dem letzten Grunde in Beziehung auf das Zerdrücken eine übermässige Stärke nöthig haben.

Ausser dem Zwecke des Abschlusses und der Druckübertragung haben diese Ständer zuweilen noch andere Functionen zu erfüllen. Zuweilen verbindet man mit denselben eine Seitenabsteifung der Träger (vergl. Fig. 302), worauf wir bei den „Querconstructionen“ zurückkommen. Oft auch legt man diesen Ständern einen decorativen Werth bei, worauf wir bei der „Architektur der Brücken“ eingehen werden.

§. 134. Construction der Ständer. Da die Ständer auf Druck- und Knickfestigkeit beansprucht werden, so wird man für dieselben im Allgemeinen dieselben Querschnittsformen wählen, wie für die gedrückten Gurte und die gedrückten Gitterstäbe. Sind an den Ständer auch zwischen den beiden Enden Gitterstäbe anzuschliessen, so kann man dem Ständer hierzu ein Stehblech geben, oder zu diesem Zwecke Knotenbleche anordnen.

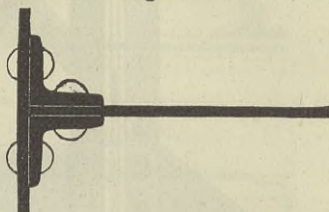
Es ist zweckmässig, dass sich die Axen der Gitterstäbe möglichst in der verticalen Schweraxe des Ständers schneiden, um Biegungen des Ständers zu vermeiden. Aus demselben Grunde ist es zweckmässig, dass der Mittelpunkt des Stützendruckes in der

verticalen Schweraxe des Ständers liegt. Die hauptsächlichsten Constructionen sind folgende:

I. Träger mit einfachen Gurten.

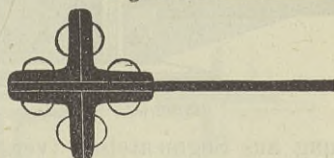
1. **T-förmiger Querschnitt** (Fig. 289). Je nach dem Drucke wendet man eine Einfassung durch nur zwei Winkeleisen an, oder fügt noch ein oder zwei Flacheisen hinzu. Vielfach hat der Ständer genau denselben Querschnitt erhalten, wie die beiden Gurte (Fig. 299). Meist kommt dieser Querschnitt nur in Anwendung, wenn Gitterstäbe auch zwischen den Enden des Ständers anzuschliessen sind.

Fig. 289.



2. **Kreuzförmiger Querschnitt**. Der kreuzförmige Querschnitt ist in seinen verschiedenen Varietäten vorzüglich geeignet und in der That sehr häufig in Anwendung gekommen und zwar sowohl ohne als mit Stehblech. Das Stehblech fasst man am äusseren Rande durch vier Winkeleisen oder zwei **T**-Eisen ein (Fig. 290). Wenn es der Druck, oder auch wohl die Anbringung des Lagers nöthig macht, so kann man das Blech nach beiden Seiten vorstehen lassen (Fig. 303) und auch seitlich noch zwischen den Winkeleisen Flacheisen einschalten, oder weitere Verstärkungen durch Winkeleisen vornehmen. Die Figuren 300, 302, 303, 307, 308 und 314 zeigen verschiedene Anordnungen.

Fig. 290.



3. **I-förmiger Querschnitt**. Der I-förmige Querschnitt, in welchem die Mittelrippe in der Ebene der Gitterwand (Fig. 291), wird meist weniger der nöthigen Steifigkeit in der Gitterwand wegen angewendet, die sich auch bei den vorigen Constructionen erreichen lässt, als aus Nebenrücksichten, namentlich bequeme Anbringung der Lager und architektonische Wirkung. Zur Befestigung des Gitterwerkes wird die Mittelrippe meist nach der inneren Seite erweitert oder es werden Knotenbleche angeordnet (Fig. 291).

Fig. 291.



Statt der Blechwand als Mittelrippe kann man auch Flacheisengitterwerk anwenden (Fig. 292 und 309), so dass zwei mit einander verbundene Pfosten entstehen, jeder mit **T**- oder kreuzförmigem Querschnitt. Man hat selbst Ständer, welche aus drei mit einander verbundenen Pfosten bestehen (Fig. 310), angewendet. Als empirische Regeln lassen sich (mit Ausnahme der nach §. 140 theoretisch festzustellenden Dimensionen) für diese Constructionen anwenden:

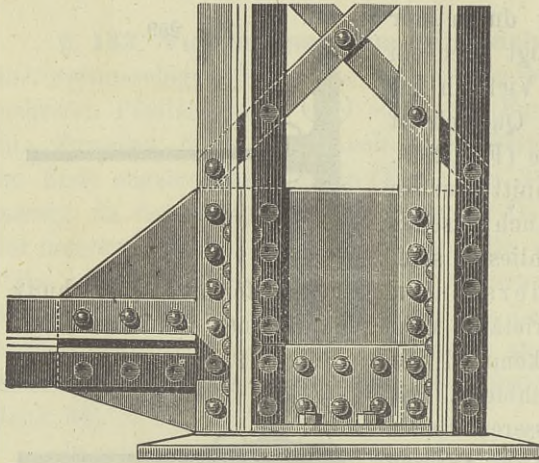
Abstand der Axen $a = 0,08 H$,
 Breite der Gitterstäbe $= 0,13 a$,
 Dicke derselben . . . $= 0,02 a$,

Fig. 292.

wobei H die Höhe des Trägers bedeutet.

Man kann diesen Ständern selbst eine geringe Beanspruchung auf Bruchfestigkeit zumuthen, so dass eine geringe Abweichung des Durchschnittspunktes der Axen der Gitterstäbe von den Axen des Ständers zulässig erscheint.

4. Ringförmiger Querschnitt. Auch die Röhrenform ist für die Ständer sehr wohl geeignet, namentlich die Zusammensetzung aus Segmenteisen (vergl. §. 68).



Elbebrücke bei Meissen. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

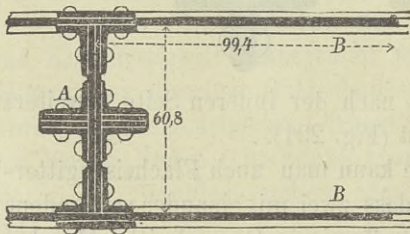
Alle diese Constructionen gestatten eine Erhöhung der Steifigkeit gegen seitliches Ausbiegen, indem man auf beiden Seiten Flacheisenrippen anordnet, die man nöthigenfalls noch durch Einfassung mittels Winkelisen (Fig. 302, 308 und 312) verstärken oder zur Seitenabsteifung der Träger (Fig. 302) einrichten kann.

Dieselben Formen können natürlich auch für die Mittelaufleger der continuirlichen Träger Anwendung finden; nur sind hier die Stehbleche auf beiden Seiten anzuordnen, so dass z. B. der T-förmige Querschnitt in einen kreuzförmigen übergeht.

II. Träger mit Doppelgurten.

1. Die soeben für einfache Gurte besprochenen Formen des Ständers können auch für Doppelgurte Anwendung finden. Sie wiederholen sich hier zweimal; beide Theile sind natürlich durch eine oder zwei Wände aus Blech oder Gitterwerk mit einander zu verbinden.

Fig. 293.



Rheinbrücke bei Cöln (Mittelständer, Stehblech links abgebrochen). — $\frac{1}{25}$ n. Gr.

Mittlerippe senkrecht auf der Ebene der Gitterwand steht (Fig. 304). Die Mittlerippe kann auch durch Gitterwerk ersetzt werden. Der Ständer erhält hiermit dieselbe Form, wie die in §. 70 bis §. 73 besproche-

2. I-förmiger Querschnitt.

Ueblich sind auch hier Ständer mit I-förmigem Querschnitte, wobei die

nen Gitterstäbe. In Fig. 293 geben wir den Querschnitt der Mittelpfosten der nach dem Flacheisensysteme construirten Rheinbrücke bei Cöln. Bei der Construction lag die Absicht vor, die Masse des Ständers möglichst zu concentriren. Dieser Ständer ruht auch derart auf, dass nur der mittlere Theil, nicht die Stehbleche, den Stützdruck direct aufzunehmen haben.

3. Kastenförmige Ständer. Durch eine doppelte oder mehrfache Anwendung der eben besprochenen Ständer entstehen kastenförmige Ständer (Fig. 294 und 295). Es unterliegt keinem Zweifel, dass sich dieselben für starke Stützdrücke ganz vorzüglich eignen, da sie zur Erzielung der nöthigen Sicherheit gegen Einknicken nach allen Richtungen möglichst wenig Material beanspruchen und dabei eine einfache Verbindung mit dem Gitterwerke gestatten. Am üblichsten ist die Anwendung von vier (seltener sechs) Pfosten, welche gegenseitig durch Blechwände oder durch Gitterwerk verbunden sind. Im Allgemeinen ist diese Construction wohl als die vorzüglichste zu bezeichnen. Einige passende Querschnittsformen für die einzelnen Pfosten sind in Fig. 296 dargestellt. Die oben für Träger mit einfachen Gurten gegebenen Regeln gelten natürlich auch

natürlich auch

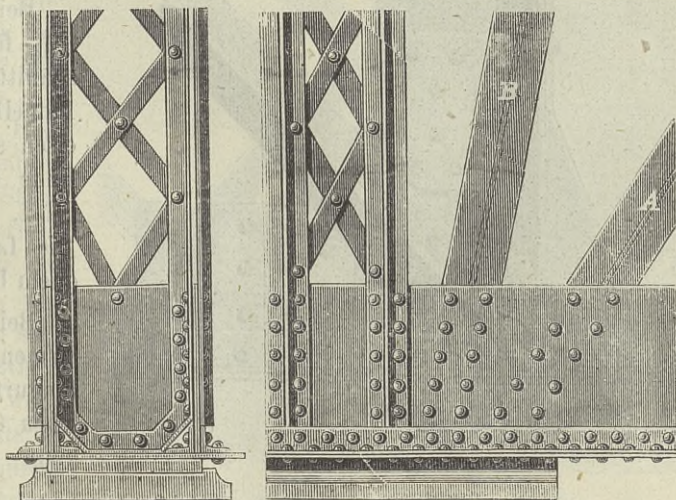


Fig. 297.

Fig. 294.

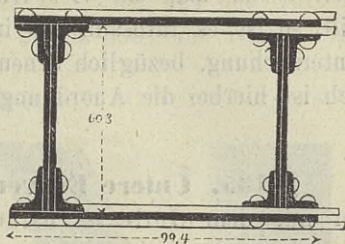
Rheinbrücke bei Cöln (Endständer). — $\frac{1}{25}$ n. Gr.

Fig. 295.

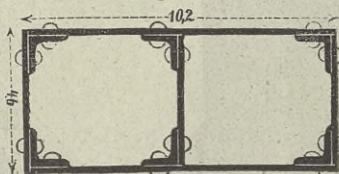
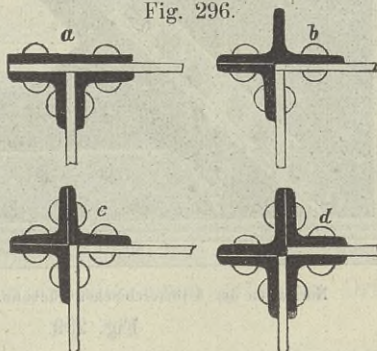
Jumna-Brücke. — $\frac{1}{25}$ n. Gr.

Fig. 296.



hier. Wenn man die vier Wände des Kastenständers aus Blech bilden will, so ist es rathsam, den inneren Raum so weit zu halten, dass eine Untersuchung, bezüglich Erneuerung, der Vernietung möglich wird; natürlich ist hierbei die Anordnung eines Mannloches nothwendig.

§. 135. Untere Eckverbindung. Bei der Verbindung der Ständer mit dem Gurte ist darauf zu achten, dass sich der Stützendruck

Fig. 298

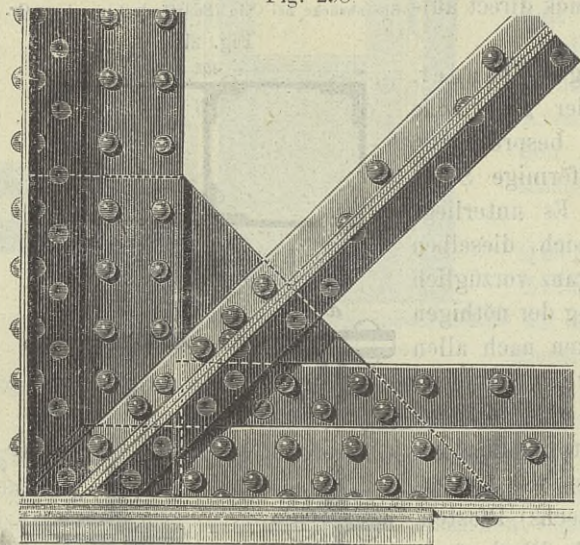
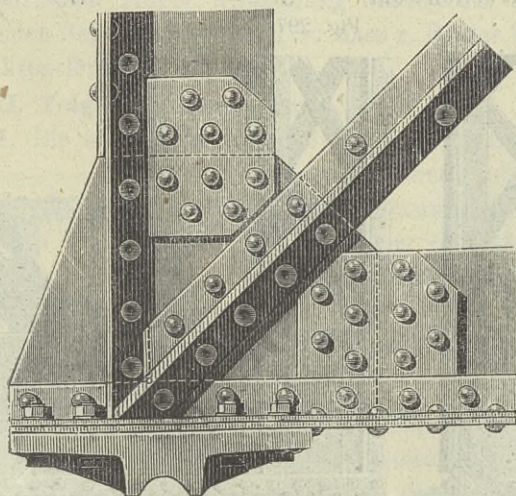
Normalien der österreichischen Südbahn. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

Fig. 299.

 $\frac{1}{15}$ n. Gr.

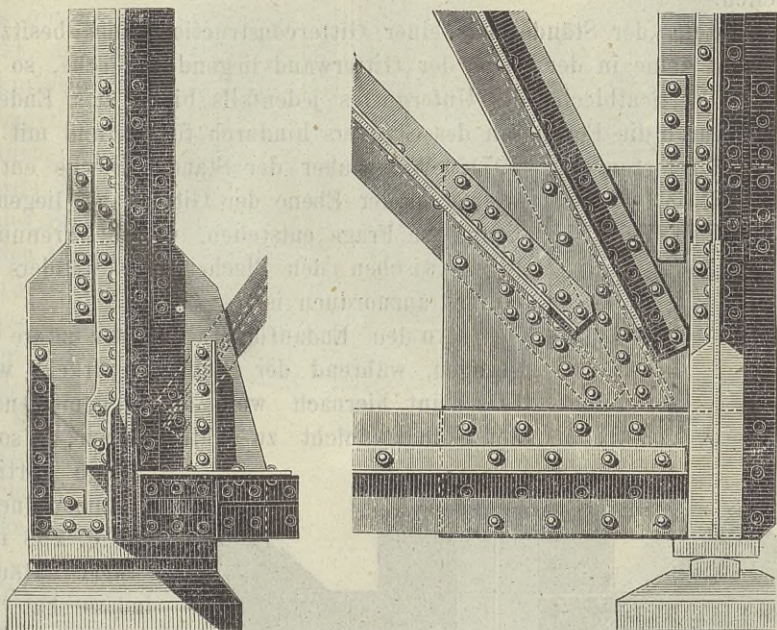
möglichst gleichmässig über den Querschnitt des Ständers vertheile. Jetzt wendet man meist eine entsprechende Vernietung an. Bei dem in Fig. 293 dargestellten Ständer der Rheinbrücke bei Cöln, wo der Druck insbesondere auf den Mittelkörper zu übertragen war, sind zwischen dem Pfosten und den Lamellen des Gurtes Keile eingeschaltet, um einen innigen Anschluss zu ermöglichen (eine Abbildung geben wir bei der Besprechung der Lager).

Bei den Gurten mit T-förmigem Querschnitte hat man die Lamellen und Winkelisen stets bis an das Ende des Trägers geführt, da sich an ihnen die Lagerplatten bequem befestigen lassen.

Bei anderen Gurtformen, z. B. den Streifengurten, Schwedler'schen Gurten u. s. w., kann es rathlich er-

scheinen, den Ständer direct auf die Lager zu setzen und den Gurt am Pfosten oder am Lager zu befestigen (Fig. 292 u. 300; eine weitere Figur für Streifengurte folgt bei den Lagern).

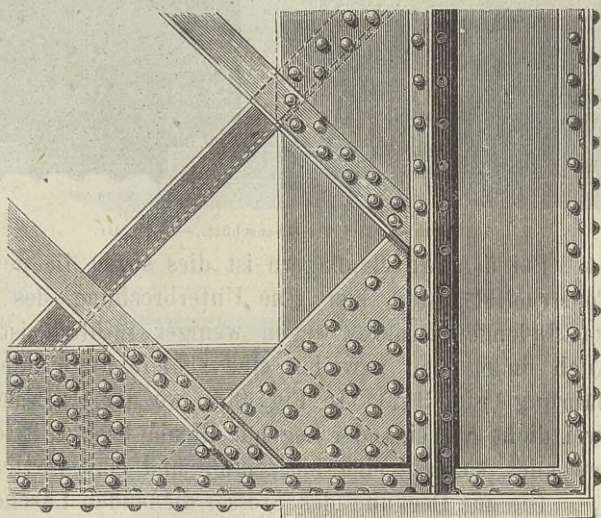
Fig. 300.

Brücke über den Leck bei Kaufering. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Bei den Fachwerkträgern hat der Ständer einen grösseren Druck aufzunehmen, als

beim Netzwerke, während das anstossende Stück des unteren Gurtes gar keine Spannung aufzunehmen hat. Hier erscheint es ebenfalls rathsam, den Ständer ohne Unterbrechung bis zum Lager zu führen, und den Gurt daran seitlich zu befestigen (Fig. 292), wenn nicht, wie bereits bemerkt, die bequeme Befestigungsweise

Fig. 301.

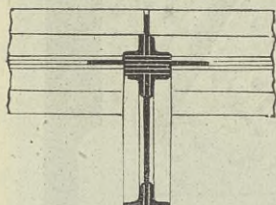
Brücke über den Tamaro in Italien. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

der Lagerplatten am Untergurte veranlasst, den Gurt aufzulagern und den Ständer auf den Gurt zu setzen.

Die Formeisen des Ständers führt man jedenfalls so weit herab, als möglich, um mit dem Untergurte eine möglichst innige Verbindung herzustellen.

Besteht der Ständer aus einer Gitterconstruction, oder besitzt er überhaupt keine in der Ebene der Gitterwand liegenden Bleche, so wird man die Verticalbleche des Untergurtes jedenfalls bis an das Ende des Trägers durch die Formeisen des Ständers hindurch führen und mit dem letzteren vernieten (Fig. 297).

Fig. 302 a.

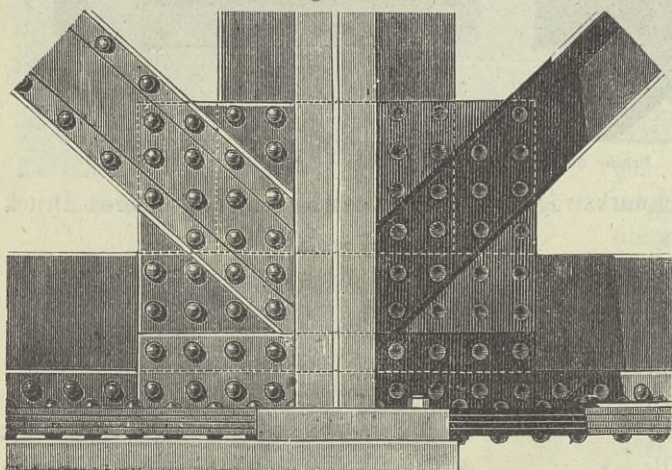


1/16 n. Gr.

welche in der Ebene der Gitterwand liegen, so kann die Frage entstehen, wie die Trennungsfuge zwischen den Blechen des Ständers und Gurtes anzuordnen ist.

An den Endauflagern wird der untere Gurt gezogen, während der Ständer gedrückt wird; es scheint hiernach wohl am angemessensten, den Ständer nicht zu unterbrechen, also die

Fig. 302 b.



Iglava-Viaduct bei Eibenschütz. — 1/16 n. Gr.

Fuge vertical anzuordnen

(Fig. 298 und 304).

Häufig indess hat man auch eine horizontale Fuge angeordnet (Fig. 27, S. 34), was mit Rücksicht auf die jedenfalls nothwendige Deckung des Stosses mittels Laschenblechen nicht unbedingt verwerflich

ist. Bei den Mittelaflagern ist dies sogar die gewöhnliche und bessere Construction, weil hier eine Unterbrechung des Untergurtes des hier stattfindenden Druckes wegen weniger rätlich ist (Fig. 302 und 315). Auch findet man zuweilen eine schiefe Fuge oder eine Verbindung auf Gährung (Fig. 301). In Fig. 303, wo der Gurt sowohl, als der Ständer zwei dicht übereinander liegende Bleche besitzt, ist eine Ueberplattung angewendet, so dass eine horizontale und eine verticale Fuge entsteht.

Die zur Deckung des Stosses dienenden Laschenbleche können unter Umständen auch gleichzeitig als Knotenbleche zur Befestigung der Git-

Fig. 303.

terstäbe benützt werden (Fig. 298 299 und 304).

Es wurde bereits oben bemerkt, dass es zweckmässig sei, das Lager so anzuordnen, dass die verticale Schweraxe des Ständers über den Angriffspunkt des Stützendruckes zu liegen kommt. Bei den Ständern mit T- und kreuzförmigem Querschnitte

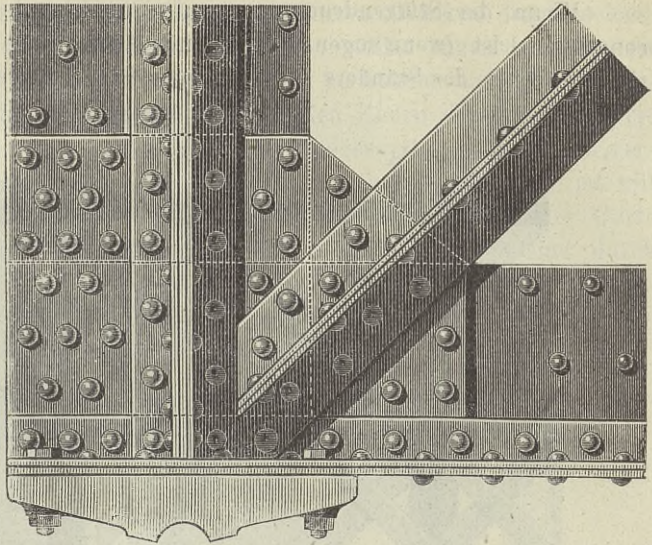
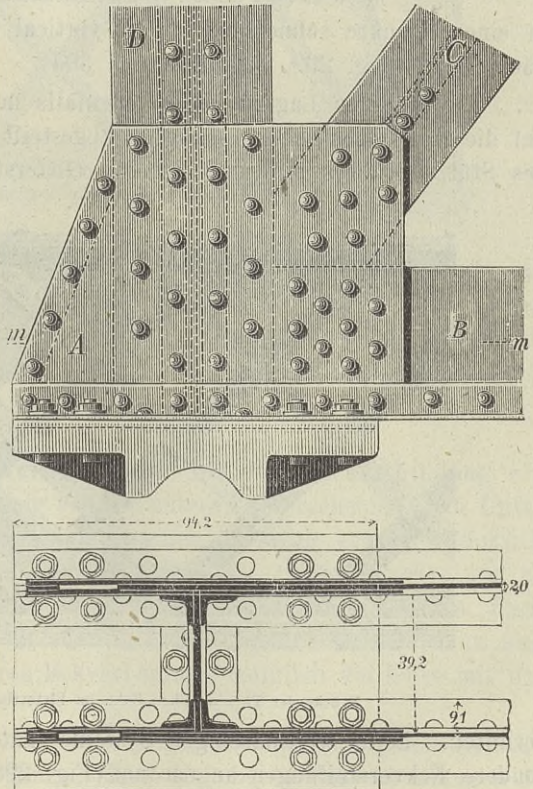
Thayabrücke bei Znaim. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

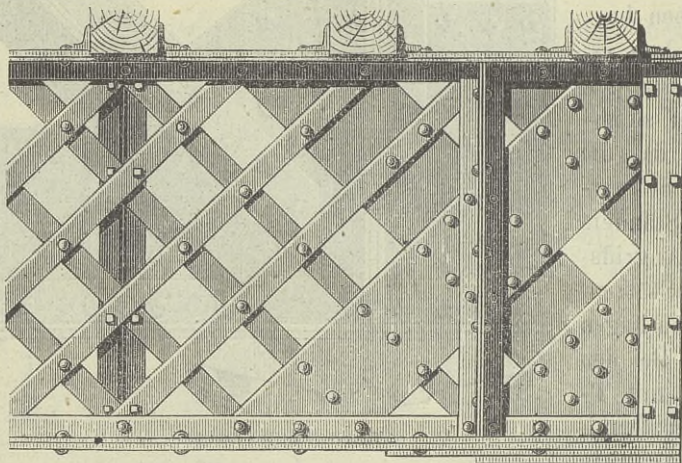
Fig. 304.

erscheint zu diesem Zwecke am Endständer meist eine Erweiterung der Construction über den Ständer hinaus nothwendig, um das Lager genügend befestigen zu können. Man kann entweder 1. das Verticalblech des Untergurtes selbst verlängern (vergl. Fig. 310), 2. ein besonderes Eckblech (Fig. 299) anordnen, was unter Umständen zugleich eine Befestigung des Gitterstabes erleichtern kann, oder endlich 3. man kann den zur Fugendeckung nöthigen Laschenblechen eine entsprechende Grösse geben (Fig. 304).

Lahnbrücke bei Lahnstein (Mittelöffnung). — $\frac{1}{25}$ n. Gr.

Wenn der Stützendruck nur auf eine schmale Stelle des Lagers concentrirt ist (wenn sogen. Kipplager in Anwendung kommen), so sollen sich die Axen des Ständers und der vom Lager ausgehenden Gitterstäbe

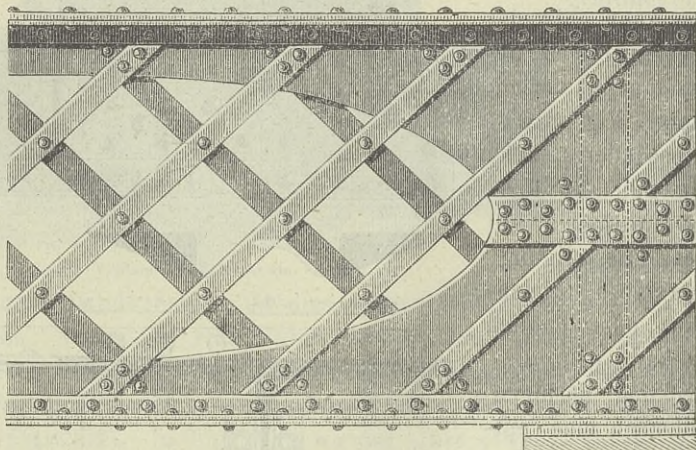
Fig. 305.

Brücke über den Emscher beim Essener Eisenhammer. — $\frac{1}{16}$ n. Gr.

in einem Punkte schneiden, welche vertical über der Mitte der Lagerfläche liegt (Fig. 299, 300, 303 und 304).

Bei längeren Lagern ist es jedenfalls nothwendig, dass der Träger auf die Länge des Lagers genügend abgesteift wird, um die Uebertragung des Stützendruckes auf nur einzelne Gitterstäbe oder auf den Gurt zu

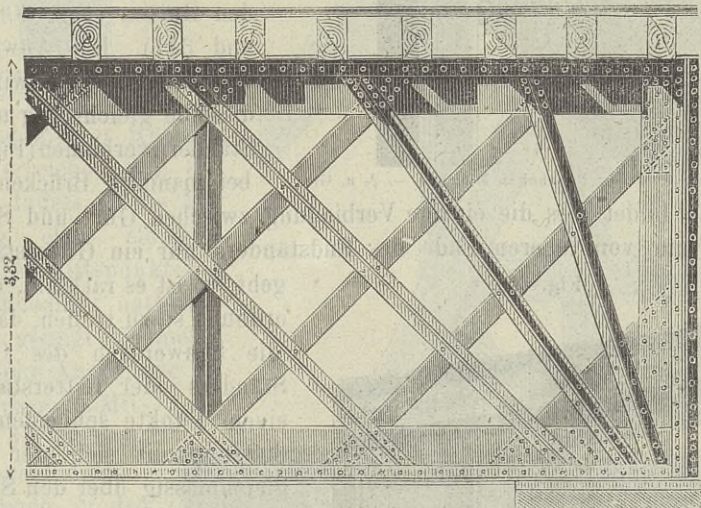
Fig. 306.

Brücke der Thüring'schen Bahn im Elsterthale. — $\frac{1}{25}$ n. Gr.

verhüten. Beim weitmaschigen Systeme hat man hierzu entweder besondere Eckversteifungen angeordnet (Fig. 298), oder die Gitterstäbe mit dem Gurte neben dem Ständer verbunden (Fig. 297), oder sehr breite

Ständer angeordnet (Fig. 301). Bei den kleineren Brücken der Kaschau-Oderberger Bahn sind die beiden Endstreben steiler angeordnet, um sie neben dem Ständer mit dem Gurte verbinden zu können und eine Verbindung mit dem Ständer zwischen den beiden Enden desselben zu vermeiden (Fig. 307). Beim engmaschigen Flacheisensysteme findet man verschiedene Anordnungen: *a*) Der ganze Raum über dem Lager ist mit einer Blechwand ausgefüllt, welche meist in die Stehbleche der Gurte übergeführt ist (Fig. 306); *b*) die Gitterstäbe an den Enden sind durch breite Bleche ersetzt, so dass ebenfalls eine sehr dichte Ausfüllung ent-

Fig. 307.

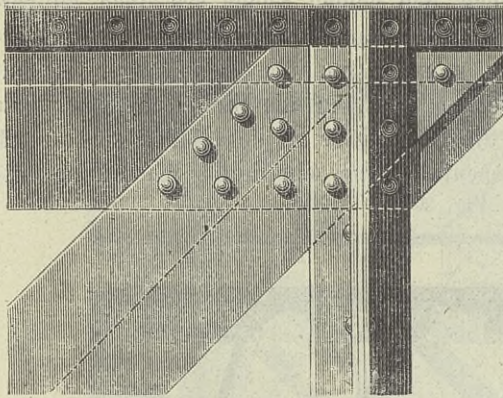
Hernád-Brücke bei Morgeczan. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

steht (Fig. 305); statt der breiten Bleche wendet man wohl auch sehr dicht gelegte Stäbe von den gewöhnlichen Dimensionen an. Die Anwendung mehrerer Pfosten werden wir später noch besprechen. Jedenfalls aber erscheint es, wie bereits weiter oben bemerkt, rathsam, so breite Lager überhaupt zu vermeiden.

§. 136. Obere Eckverbindung. Die obere Eckverbindung wird sich im Allgemeinen nur wenig von der unteren unterscheiden. Ein Unterschied kann nur dadurch veranlasst werden, dass die etwaige Rücksicht auf die Unbestimmtheit des Angriffspunktes des Stützendruckes und auf die Anbringung des Lagers in Wegfall kommt, und dass beim Fachwerke in der oberen Ecke ein oder mehrere Zugstäbe zu befestigen sind, während hier bei der unteren Eckverbindung lediglich der Gurt mit dem Ständer zu verbinden ist.

Als Ergänzung zu den in den vorigen Paragraphen gegebenen Abbildungen fügen wir hier hinzu, dass die oberen Eckverbindungen für Fig. 297, 301, 302 und 303 genau dieselben sind, wie die unteren.

Bei der Brücke Fig. 298 fehlen oben die versteifenden Eckbleche und bei der Brücke Fig. 304 unterscheidet sich die obere Eckverbindung von der unteren nur durch den Wegfall der zur Anbringung des Lagers nöthigen Verlängerung.

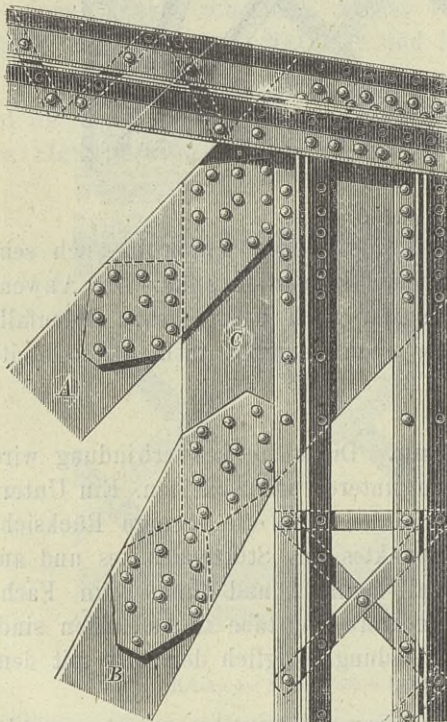


Brücke über den Bahnhof in München. — $\frac{1}{5}$ n. Gr.

Fig. 309, bildet dies die einzige Verbindung zwischen Gurt und Ständer.

Wenn vom oberen Ende des Endständers nur ein Gitterstab ausgeht, so ist es rathsam, die Anordnung so zu treffen, dass sich die Schweraxen des Gurtes, Ständers oder Gitterstabes in einem Punkte schneiden (Fig. 308), damit sich der Druck gleichmässig über den Ständerquerschnitt vertheilt oder der Ständer nicht auf Biegung beansprucht werde, und weil bei der Berechnung der Spannungen ein bestimmter Knotenpunkt vorausgesetzt werden muss (wenigstens wird die Theorie sehr erschwert, wenn man diese Voraussetzung nicht macht). Wenn mehrere Gitterstäbe vom oberen Ende ausgehen, so hat man zuweilen ebenfalls die Axen des Ständers, des Gurtes und der Gitterstäbe sich in einem Punkte schneiden lassen, weil in der Theorie meist ein einziger Knotenpunkt vorausgesetzt wird; in der Regel lässt sich diese Bedingung nur durch An-

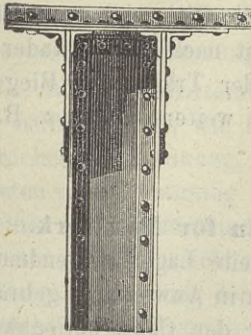
Fig. 309.



Elbebrücke bei Meissen. — $\frac{1}{5}$ n. Gr.

bei manchen Brücken, z. B.

Seitenansicht.

Brücke über den alten Rhein bei Griethausen. — $\frac{1}{3}$ n. Gr.

wendung grosser Knotenbleche erreichen (Fig. 39, S. 41). Indess ist die Anordnung eines einzigen

Durchschnittspunktes nicht unbedingt nothwendig; es genügt vielmehr, eine solche Anordnung zu treffen, dass die Mit-

telkraft der Verticalcomponenten der Spannungen in den Gitterstäben in die Axe des Ständers fällt, damit sich der Druck im Ständer möglichst gleichmässig über den Querschnitt vertheile; es tritt dies ein, wenn die Durchschnittspunkte der Axen der Gitterstäbe

mit der Axe des Gurtes symmetrisch gegen die Axe des Ständers liegen. Zuweilen sind die Durchschnittspunkte der Axen der Gitter-

Fig. 310.

Vorderansicht.

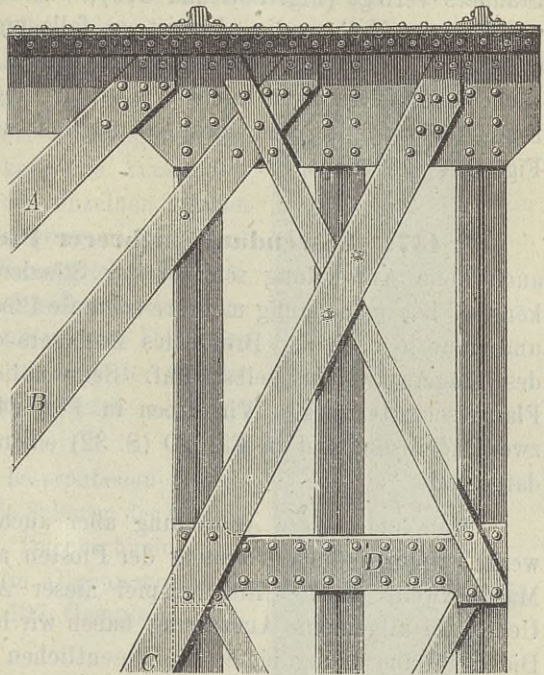
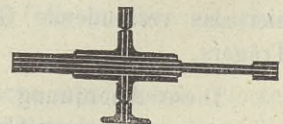
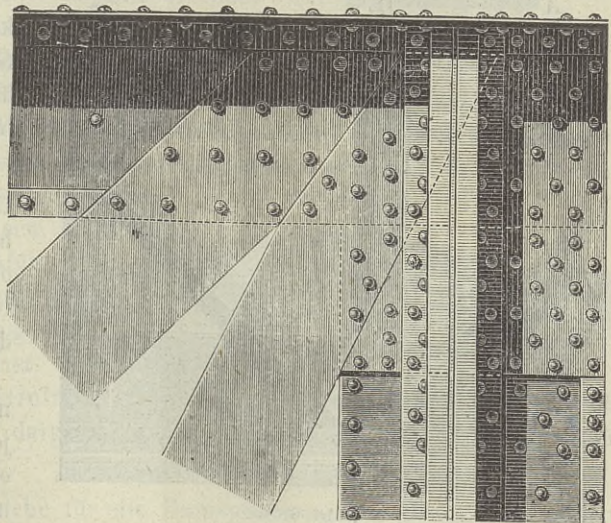


Fig. 311.

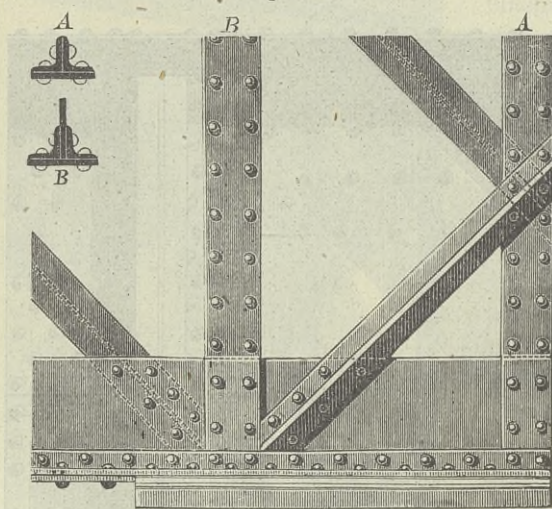
Eisbrücke bei Aussig. — $\frac{1}{3}$ n. Gr.

stäbe mit der Axe des Gurtes in die Axen der einzelnen Theile des Ständers verlegt (Fig. 309 und 310), was indess nicht unbedingt nothwendig ist. Nothwendig aber ist es, falls man die Gitterstäbe am Gurte befestigt, die Verbindungsstellen möglichst weit nach dem Ständer zu rücken, damit der Gurt nicht wie ein freiliegender Träger auf Biegung beansprucht werde und zwar womöglich noch weiter, als es z. B. in Fig. 311 geschehen ist.

§. 137. Anwendung mehrerer Pfosten für Netzwerk. Um auch ohne Anwendung sehr breiter Ständer breite Lager anwenden zu können, hat man häufig mehrere schmale Pfosten in Anwendung gebracht und zwar je nach der Breite des Auflagers oder der Constructionsweise des Trägers zwei bis selbst fünf. Sehr üblich ist diese Anordnung für Flacheisengitterwerk. Wir haben in Fig. 24 (S. 32) einen Träger mit zwei Endpfosten und in Fig. 20 (S. 32) einen Träger mit vier Endpfosten dargestellt.

Man findet diese Anordnung aber auch beim weitmaschigen Netzwerk, wo man die Entfernung der Pfosten am besten gleich der halben Maschenweite wählt. Ein Beispiel dieser Art geben wir in Fig. 312. Ueber die allgemeine Anordnung haben wir bereits in §. 131 gesprochen. Die Detailanordnung bietet im Wesentlichen keine Schwierigkeit; das im

Fig. 312.



$\frac{1}{2}$ natürl. Grösse.

hier das verbindende Gitterwerk gleichzeitig das Hauptgitterwerk des Trägers.

Diese Anordnung erfordert sehr lange Lager, welche wir bereits weiter oben als unzweckmässig bezeichnet haben.

VI. Kap. über die Verbindung des Gitterwerkes mit den Gurten
Gesagte lässt sich auch hier in Anwendung bringen.

Die zu einem einzigen Ständer durch besonderes Gitterwerk oder Blechwände verbundenen Pfosten wurden bereits in den vorigen Paragraphen mehrfach erwähnt. Die jetzt besprochene Anordnung ist eigentlich nichts Anderes; nur ist

§. 138. **Verbindung der Gitterstäbe mit den Ständern.** Die Art und Weise der Verbindung der Stäbe des netzförmigen Gitterwerkes mit dem Ständer bleibt im Allgemeinen dieselbe, wie bei der Verbindung mit den Gurten.

Wenn ein Gitterstab an mehreren Pfosten zu befestigen ist, wie bei der im vorigen §. besprochenen Anordnung, so kann die Anzahl der Nieten zur Befestigung an den einzelnen Pfosten kleiner sein, als für die Befestigung an nur einem Pfosten; mit Rücksicht auf die mögliche ungleichmässige Vertheilung der Kraft soll man aber dennoch bei zwei Pfosten nicht unter $\frac{2}{3}$ bis höchstens $\frac{2}{3}$, bei drei Pfosten nicht unter $\frac{1}{2}$ der für die Befestigung an nur einem Pfosten nöthigen Nietenzahl gehen.

Bei der im vorigen §. besprochenen Anordnung können, wenn man beide Scharen der Gitterstäbe aus Formeisen wählt, Durchschneidungen vorkommen. Dieselben sind im Allgemeinen nach dem bereits in §. 125 und 127 Gesagten anzuordnen.

Jedenfalls wird man trachten, die beiden gedrückten Theile nicht zu unterbrechen. Bei der Moselbrücke bei Coblenz ist für die Kreuzung der Stäbe mit den gewöhnlichen Verticalen die in Fig. 267 (S. 197) dargestellte Verbindung angewendet, bei welcher die Winkeleisen der Verticalen unterbrochen sind. Dagegen gehen an den Endpfosten diese Winkeleisen ununterbrochen durch; von dem gezogenen T-eisen sind zu diesem Zwecke die Mittelrippen ausgeschnitten und dafür ist je eine Laschendeckung in der in Fig. 314 gezeigten Weise angeordnet.

Bei der ähnlich construirten Nahebrücke bei Bingen dagegen ist die in Fig. 267 (S. 197) dargestellte Construction auch für die Endpfeiler beibehalten.

Bei Pfosten, welche für die Beanspruchung auf Druck einen übermässigen Querschnitt haben, kann wohl auch ein Unterbrechen einzelner Theile des Pfostens eintreten.

Einen Fall dieser Art zeigt Fig. 313, welche den inneren Pfosten am Endpfeiler und die äusseren Pfosten an den Mittelpfeilern darstellt;

Fig. 313.

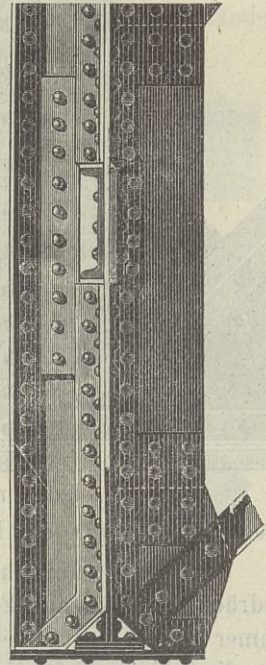
Sannebrücke bei Freiburg (vergl. Fig. 29, S. 35). — $\frac{2}{3}$ n. Gr.

Fig. 314.

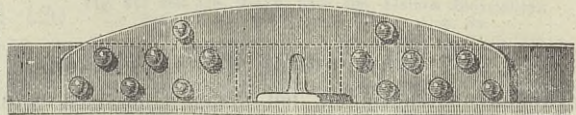
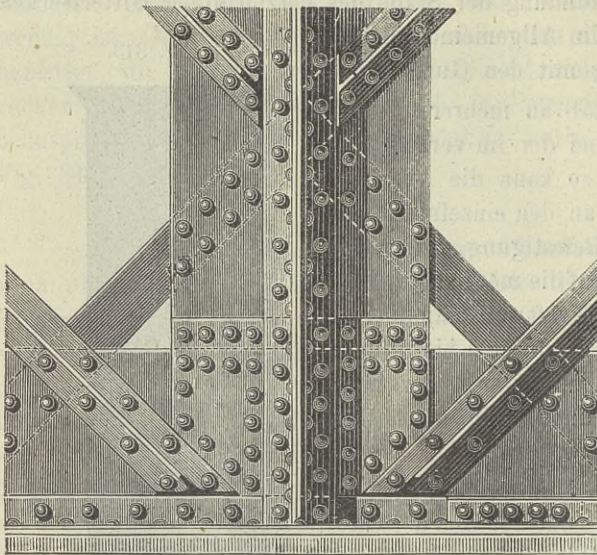
Moselbrücke bei Coblenz — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Fig. 315.

Aarebrücke bei Busswyl. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

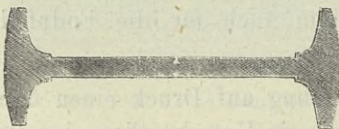
blech die viel grössere Breite von 600^{mm} .

An den Mittelständern continuirlicher Träger lässt man, falls die gedrückten Stäbe aus Formeisen, die gezogenen aus Flacheisen bestehen, immer einen Wechsel eintreten (Fig. 315), so dass also an diesem Ständer die Stäbe vollständig unterbrochen werden.

Bestehen beide Scharen aus Formeisen, so kann man entweder dieselbe Construction anwenden, nämlich einen Wechsel eintreten lassen, oder man kann die Gitterstäbe ohne Unterbrechung durchgehen lassen. Im letzteren Falle würde natürlich eine theilweise Unterbrechung des Ständers in der oben besprochenen Weise einzutreten haben.

§. 139. Anwendung des Gusseisens. Fast nur bei denjenigen Brückenconstructions, bei denen Gusseisen auch zu anderen gedrückten Theilen angewendet wird, finden wir gusseiserne Ständer. Bei den Warren-

Fig. 316.

Schifkorn's System. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

trägern finden wir meist gusseiserne Ständer; zwei Beispiele dieser Art, die Trentbrücke bei Newark und der Crumlin-Viaduct bei South-Wales, sind in Fig. 36 und 37 (S. 39) dargestellt. Man kann hier allerdings den dreieckigen Ständer auch zu den Pfeilern gehörig ansehen, indem hier die eigentlichen Träger nicht, wie es gewöhnlich der Fall ist, mit dem unteren Gurte, sondern mit dem oberen Gurte aufgelagert sind.

hier sind vier Winkel-eisenganz unterbrochen und vier Winkelleisen über die Flacheisenstäbe hinweg verkröpft; das 700 bis 800^{mm} breite Mittelblech, an welchem die Gitterstäbe hauptsächlich befestigt sind (vergl. Fig. 29, S. 35), ist nicht unterbrochen. Eine ähnliche Construction finden wir auch bei der Stadlauer Brücke; die für die Verticalen giltige Figur 168 (S. 117) kann auch für die Pfosten gelten, nur hat hier das Mittel-

Vielfach sind gusseiserne Ständer in Amerika bei Brücken nach dem Rider'schen, Howe'schen, Linville'schen und Post'schen Systeme (Fig. 51, 54, 52 und 53), sowie dem Warren-Systeme angewendet worden. Wir geben in Fig. 317 und 318 das Beispiel eines gusseisernen Ständers bei einer Warrenbrücke, wobei indess der geneigte Ständer auch die erste Strebe vertritt.

Die achteckigen, röhrenförmigen Ständer sind doppelt angeordnet; sie sind an beiden Enden mit gusseisernen, kastenartigen Schuhen verbunden, in denen die Gurte und Gitterstäbe durch Bolzen befestigt sind.

Bei uns haben nur die Schiffkorn'schen Brücken gusseiserne Ständer mit I-förmigem Querschnitte (Fig. 316), mit 0,15 bis 0,26^m Breite, 0,07 bis 0,09^m Höhe, 12 bis 15^{mm} Rippendicke. Der Ständer besteht hier bei Trägern ohne Mittelgurt aus einem, bei Trägern mit Mittelgurt aus zwei Theilen (siehe Fig. 55, S. 53). Jede Wand eines Trägers erhält einen Pfosten, welcher unten zwischen die direct aufgelagerten Schienen des Untergurtes eingreift und durch eine Construction, ähnlich dem in §. 120

besprochenen Kupplungsschlosse, am Verschieben durch den Schub der Hauptstreben gesichert wird. Auf eine weitere Besprechung der Anordnung wollen wir indess verzichten, da dieses System schwerlich wieder Anwendung bei neuen Brücken finden dürfte.

Für die in Amerika angewendeten schmiedeisernen röhrenförmigen Pfosten ist Gusseisen als Nebenbestandtheil, nämlich zur Bildung von Schuhen zum Zwecke der Verbindung, angewendet worden.

§. 140. Berechnung der Ständer. Die Ständer sind im Allgemeinen in derselben Weise zu berechnen, wie die gedrückten Gitterstäbe, so dass wir nur noch wenig hinzuzufügen haben.

Fig. 317.

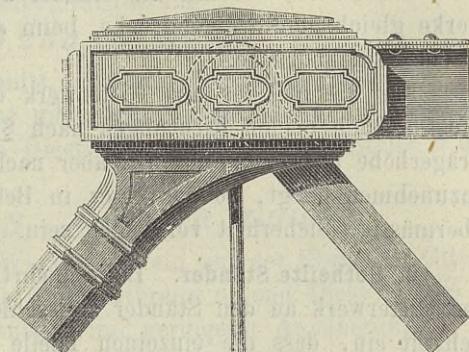


Fig. 318.

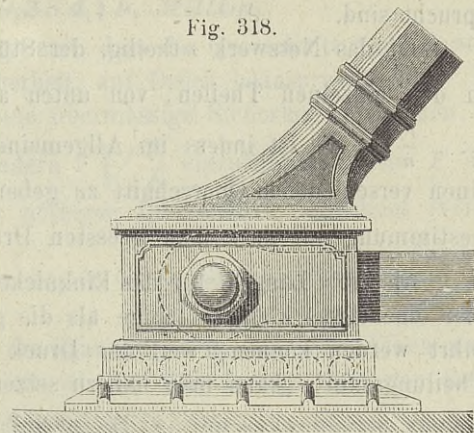


Fig. 317 und 318. Brücke über den kleinen Juniatafluss. Pennsylvanische Centralbahn. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

1. **Ungetheilte Ständer**, wie sie beim Fachwerke und beim zweitheiligen Netzwerke auftreten. Obwohl als freie Länge nach §. 78 eine etwas kleinere Länge eingeführt werden kann, als die wirkliche Länge des Ständers, so dürfte es wegen der obwaltenden Unbestimmtheit dennoch gerathen erscheinen, die ganze Länge als freie Länge einzuführen.

Der Druck, welchen der Ständer aufzunehmen hat, ist beim Fachwerke gleich dem Stützendrucke, beim eintheiligen Netzwerke gleich dem halben Stützendrucke.

Für die Ständer aus Gitterwerk ergiebt sich als Abstand h der Pfosten nach beiden Richtungen nach §. 87 $h = 0,0266 H$, wenn H die Trägerhöhe bedeutet; da man aber nach §. 134 den Abstand h grösser anzunehmen pflegt, so wird hier in Betreff des Einknickens meist eine übermässige Sicherheit vorhanden sein.

2. **Getheilte Ständer**. Beim mehrtheiligen Netzwerke, bei welchem das Gitterwerk an den Ständer angeschlossen wird, tritt die Eigenthümlichkeit ein, dass die einzelnen Theile des Ständers verschieden beansprucht sind.

Ist das Netzwerk n theilig, der Stützendruck $= D$, so ist der Druck in den einzelnen Theilen, von unten aus gerechnet, $\frac{n-1}{n} D, \frac{n-2}{n} D, \dots \frac{1}{n} D$. Es ist indess im Allgemeinen nicht rätlich, dem Ständer einen verschiedenen Querschnitt zu geben, so dass man die Querschnittsbestimmung nur nach dem grössten Drucke $\frac{n-1}{n} D$ vorzunehmen hätte.

Als freie Länge l für das Einknicken senkrecht zur Gitterwand wird hier eine etwas kleinere Länge als die ganze Höhe des Ständers eingeführt werden können, weil der Druck nach oben abnimmt. Bei der Theilungszahl n kann man nahezu setzen:

$$l = \frac{n+2}{2n} H,$$

so dass sich für $n = 2, 4, 6, 8 \dots l = 1 H, \frac{3}{4} H, \frac{2}{3} H, \frac{5}{8} H \dots$ ergiebt; bei sehr grosser Theilungszahl würde $l = \frac{1}{2} H$.

Als freie Länge l_1 für das Einknicken in der Ebene der Gitterwand kann man die Länge der einzelnen Theile des Ständers annehmen.

Die Sicherheit gegen Einknicken in der Ebene der Gitterwand wird meistentheils eine übermässige sein. Unter dieser Annahme geben wir im Folgenden einige auf Grundlage der im V. Kapitel vorgetragenen Theorie ermittelten Näherungsregeln. Hierin ist mit β und δ die Breite und Dicke der angewendeten Winkeleisen bezeichnet.

a. **T-förmiger Querschnitt**. Besteht der Querschnitt nur aus zwei gleichschenkligen Winkeleisen mit dem Abstände d , so ist

$$1. \quad l = 60 + 24\beta + 6d \text{ Millim.}$$

Liegt zwischen den Winkeleisen noch ein Blech mit der Breite b und Dicke d (in Millim.), so wird

$$2. \quad l = 130 + 24b - 0,156 b d \text{ Millim.}$$

Ist ausserdem noch auf die Winkeleisen ein Blech von der Breite b_1 und Dicke d_1 (in Millim.) genietet (Fig. 289), so wird unter den gewöhnlichen Verhältnissen mit geringerer Annäherung

$$3. \quad l = (9,5 + 0,25 d_1) b_1 \text{ Millim.}$$

b. **Kreuzförmiger Querschnitt.** Besteht der Querschnitt aus vier gleichschenkligen Winkeleisen, so gilt genau die Regel Nr. 1. Liegt zwischen den Winkeleisen noch ein Blech (Fig. 290) mit der Breite b und Dicke d , so wird

$$4. \quad l = 190 + 24\beta - 0,087 b d \text{ Millim.}$$

Liegt ausserdem zwischen den Winkeleisen ein auf der Ebene der Gitterwand senkrecht Blech von der Gesamtbreite b_1 und Dicke d_1 , so ist unter den gewöhnlichen Verhältnissen mit geringerer Annäherung

$$5. \quad l = (8 + 0,23 d_1) b_1 \text{ Millim.}$$

Hierbei ist überall vorausgesetzt, dass der Querschnitt wirklich voll, d. i. mit der gewöhnlichen Sicherheit, auf Druck beansprucht wird. Ist aber in Beziehung auf Druck eine übermässige Sicherheit vorhanden, so ist als freie Länge nicht l , sondern $l \sqrt{\frac{F_1}{F}}$ einzuführen, wenn F den wirklichen, F_1 den theoretisch nöthigen Querschnitt bezeichnet (vergl. §. 78).

Für complicirtere Fälle ist das in §. 90 gezeigte Verfahren in Anwendung zu bringen.

Wenn der Ständer durch die Spannungen in den Gitterstäben auch auf Biegung beansprucht wird, so ist die Berechnung nach der Regel $K = \frac{P}{F} + \frac{Me}{W}$ vorzunehmen (vergl. §. 33, 3). Es kann hierbei genügen, die Verstärkung, welche das Moment M erheischt, nur auf eine entsprechende Länge des Ständers durchzuführen. Die Regeln gegen das Einknicken lassen sich auch hier anwenden, wenn man wieder $l \sqrt{\frac{F_1}{F}}$ für l setzt, wenn F den wirklichen, F_1 den nur zur Aufnahme der Axialkraft P nöthigen Querschnitt $\frac{P}{K}$ bezeichnet.

2. Parabel- und Schwedler'sche Träger.

§. 141. **Allgemeines.** Bei den Parabel- und Schwedler'schen Trägern ist es üblich, dass sich die Schwerpunktsachsen beider Gurte in einem Punkte schneiden, welcher vertical über der Lagermitte liegt. Es wird

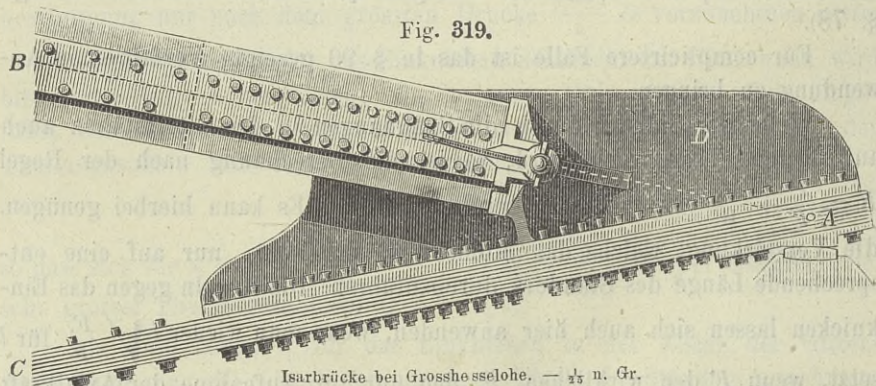
hierbei möglich, beide Gurte direct mit einander zu verbinden, obwohl man es häufig vorzieht, eine niedrige Zwischenconstruction einzuschalten. Zu berücksichtigen ist bei der Construction, ausser einer soliden Verbindung beider Gurte, dass sich die Lagerplatten gut befestigen lassen; häufig aber sind auch noch Querträger zu befestigen, was wegen der geringen Höhe auf einige Schwierigkeiten stossen kann. Die Construction selbst findet man äusserst mannigfaltig.

Zur Erleichterung der Construction hat man aber auch zuweilen den Schwerpunktsaxen beider Gurte über dem Lager einen geringen Abstand gegeben; es ist dies recht wohl zulässig; nur muss dieser Umstand bei der Berechnung des Trägers in Rücksicht gezogen werden.

§. 142. Verbindung mittels eines gusseisernen Schuhs.

Es liegt sehr nahe, zur Verbindung beider Gurte einen gusseisernen Theil, einen sogenannten Schuh anzuwenden, da sich das Gusseisen bequemer in alle Formen bringen lässt, als das Schmiedeeisen. Diese Construction ist daher mehrfach in Anwendung gekommen. Wir geben in Fig. 319 eine Darstellung der Verbindung bei der Pauli'schen Brücke über die Isar bei Grosshesselohe; die Figur bezieht sich auf die grosse Oeffnung; während der Schuh bei dieser Oeffnung von $55,4^m$ Spannweite $2,14^m$ Länge hat, besitzt er bei der kleinen Oeffnung von $29,8^m$ Spannweite nur $1,25^m$ Länge. Der Schuh hat im Allgemeinen einen T-förmigen Querschnitt. Mit der

Fig. 319.



Isarbrücke bei Grosshesselohe. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

horizontalen, bezüglich 40 und 30^{mm} dicken, 290^{mm} breiten Platte ist derselbe auf dem direct aufgelagerten Untergurte (Bandgurt) mittels Schrauben befestigt; um durch diese Schrauben den Untergurt möglichst wenig zu schwächen, ohne zu viel Niete anwenden zu müssen, nimmt die Nietdicke von innen nach aussen von 20^{mm} bis zu 56^{mm} sprüngenweise zu. Der Obergurt umfasst die bezüglich 90 und 70^{mm} dicke Mittelrippe und stemmt sich gegen entsprechend geformte Pratzen. Als Querconstruction sind am Schuhe nur die Windstreben befestigt.

Ist die Spannung im Obergurte S , der Winkel zwischen Ober- und Untergurt α , der Reibungscoefficient zwischen dem Schuhe und dem Untergurte f , so ist die von den Schrauben aufzunehmende Schubkraft:

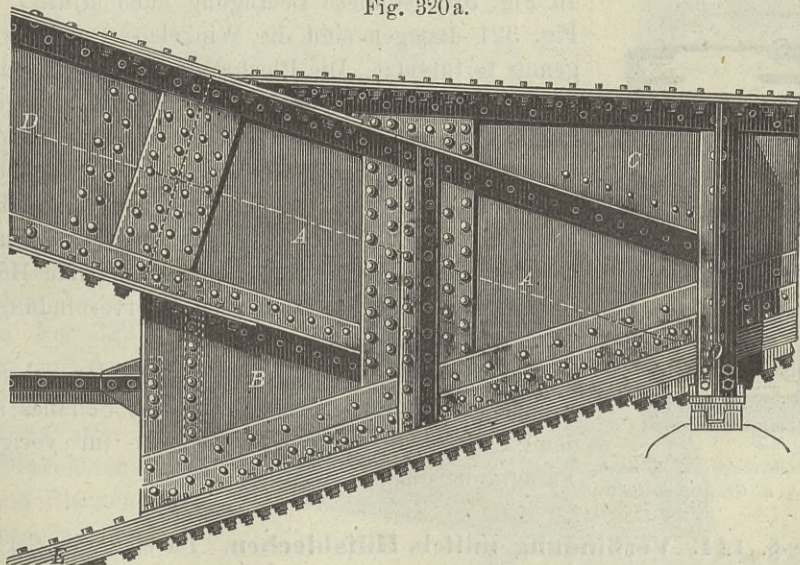
$$T = S (\cos \alpha - f \sin \alpha).$$

Der Winkel α ist ungefähr 28° , wenn die mittlere Höhe $\frac{1}{8}$ der Spannweite ist; nehmen wir f zu $0,15$ an, so wird $\cos \alpha - f \sin \alpha = 0,883 - 0,15 \cdot 0,470 = 0,813$, so dass also nahezu $T = 0,813 S$ gesetzt werden kann. Ist S_1 die Spannung des Untergurtes, so ist für Fischträger $S = S_1$, also $T = 0,813 S_1$; für Bogensehnenträger $S = S_1 \sec \alpha = 1,132 S_1$, also $T = 0,920 S_1$. Ist der Sicherheitscoefficient der Schrauben gegen Abscheeren $= \frac{3}{4}$ des Sicherheitscoefficienten des Untergurtes gegen Zug, F die Querschnittsfläche sämtlicher Schrauben, F_1 die nutzbare Querschnittsfläche des Untergurtes, so ergibt sich für Fischträger $F = \frac{4}{3} \cdot 0,813 F_1$, für Bogensehnenträger $F = \frac{4}{3} \cdot 0,920 F_1$, d. i. bezüglich $F = 1,08 F_1$ und $F = 1,23 F_1$, wodurch die Anzahl der Schrauben bestimmt ist.

§. 143. Verbindung mittels eines schmiedeeisernen Schuhs.

In ähnlicher Weise wie die gusseisernen Schuhe hat man auch schmiedeeiserne Schuhe construiert, welche im Allgemeinen aus einer verticalen

Fig. 320a.

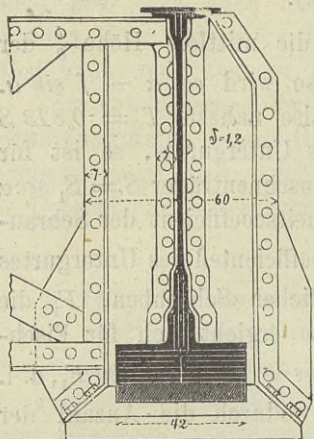


Rheinbrücke bei Mainz. — $\frac{1}{5}$ n. Gr.

Blechwand bestehen, die mit dem Untergurte durch Winkeleisen verbunden ist. Wir geben in Fig. 320 die Anordnung für die grossen Oeffnungen der Rheinbrücke bei Mainz.

Die Blechwand besteht hier aus zwei durch Laschenbleche verbundenen Theilen. Die Mittelrippe des I-förmigen Obergurtes stösst stumpf gegen die Blechwand und ist mit dieser durch Laschenbleche verbunden.

Fig. 320 b.

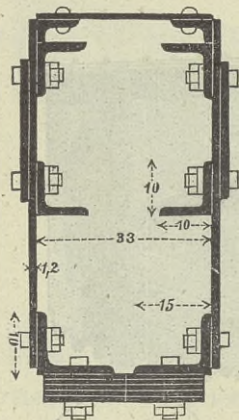


Rheinbrücke bei Mainz. — $\frac{1}{25}$ n. Gr.
(Querschnitt unmittelbar neben dem
Lager.)

Der Obergurt hat hier nur eine Verticalrippe; daher ist die Blechwand nur einfach angeordnet. Bei der Rodachbrücke bei Kronach, den kleineren Oeffnungen der Rheinbrücke bei Mainz und einigen anderen Brücken mit Pauli'schen Trägern hat der Obergurt, welcher in der in Fig. 100, S. 83 dargestellten Weise construirt ist, zwei Verticalrippen; dem entsprechend besteht hier der Schuh aus zwei Blechwänden (Fig. 321), die oben mit einander zu einem kastenförmigen Körper verbunden sind. Die Verticalbleche des Obergurtes stossen hier nicht, wie oben, stumpf gegen die Blechwände, sondern sind über dieselben, ohne Anwendung eines Laschenbleches, verkröpft.

Die Formeisen des Obergurtes sind auf der Blechwand möglichst weit fortzusetzen, um letzteren keine Druckübertragung aufzuerlegen.

Fig. 321.



Rodachbrücke bei Kronach.
— $\frac{1}{15}$ n. Gr. (Querschnitt.)

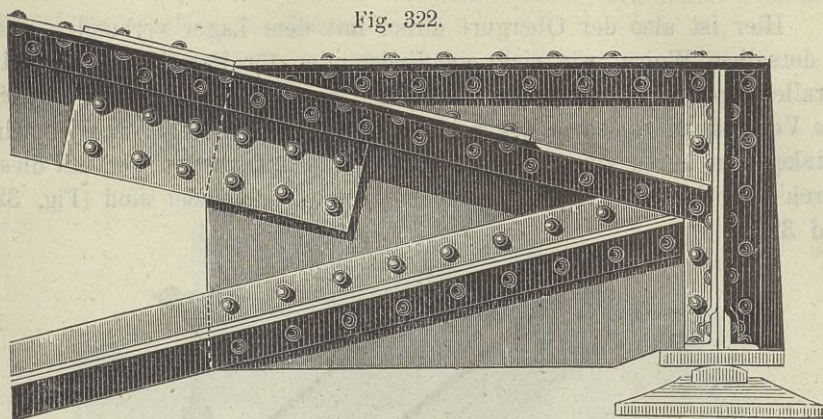
In Fig. 320 ist diese Bedingung auch erfüllt. In Fig. 321 dagegen sind die Winkeleisen nicht weit genug fortgesetzt. Die Blechwände sind zwar hier, wie in Fig. 320, nach oben über den Obergurt fortgesetzt, um den Blechwänden die zur Druckübertragung nöthige Querschnittsfläche zu geben; jedoch sind sie nicht genügend gegen Einknicken gesichert. In Fig. 320 hat wohl die Fortsetzung nach oben nur den Zweck, eine genügende Höhe für die am Lager angeordneten Querverbindungen zu erhalten.

Für die Berechnung der Anzahl der Schrauben oder Nieten zur Befestigung des Schuhs auf dem Untergurte gilt natürlich das im vorigen Paragraph Gesagte.

§. 144. Verbindung mittels Hilfsblechen. Da sich alle Sorten von Walzeisen bequem mit Blechen verbinden lassen, so hat man sehr häufig als Verbindungsmittel beider Gurte ein verticales Hilfsblech angewendet, an welchem beide Gurte befestigt sind. Von dem im vorigen Paragraphen beschriebenen schmiedeeisernen Schuhe unterscheidet sich diese

Verbindungsweise nur dadurch, dass dort das Hilfsblech mittels Winkel-
eisen mit dem direct aufgelagerten Untergurte befestigt wurde, was eben

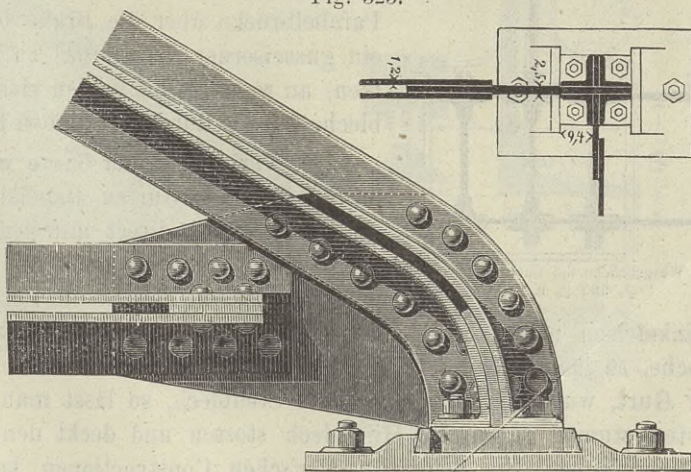
Fig. 322.



nur beim Bandgurte durchführbar ist, während hier eine directe Befestigung beider Gurte am Hilfs-
bleche stattfindet. Als Beispiele geben wir in Fig. 322 die Verbindung bei der Pauli'schen
Brücke über die Donau bei Passau und in Fig. 323 bis Fig. 325 die Verbindungen bei drei
Schwedler'schen Brücken, bei welch' letzteren diese Construction in der Regel zur Anwendung ge-
bracht ist.

Zu besprechen ist die Verbindung der Con-
struction mit dem Lager und die Verbindung der
Gurte mit dem Hilfs-
bleche.

1. Ver-
bindung mit
dem Lager.
In Fig 322
ist an dem
Hilfsbleche
ein aus
Winkel-
eisen
und Blechen
bestehender
niedriger
Ständer an-

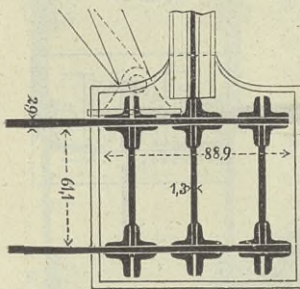
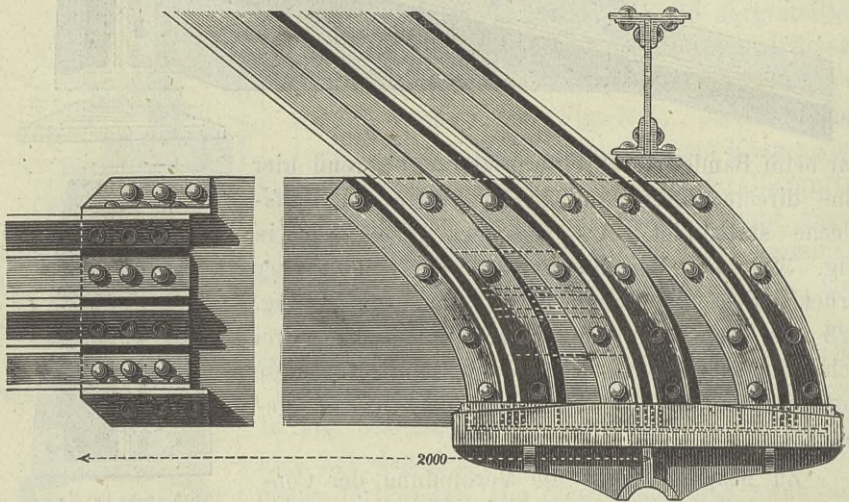
Brücke über die Mulde bei Eilenburg. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

genietet, welcher auf die Lagerplatte aufgeschraubt ist. Bei den Schwed-
ler'schen Brücken dagegen sind die Formeisen des Obergurtes bis zur

Lagerplatte herabgeführt und dabei derart gekrümmt, dass sie unten eine verticale Richtung annehmen.

Hier ist also der Obergurt direct mit dem Lager verbunden, ganz in derselben Weise, wie sich ein Endständer für Parallel- oder Halbparallelträger mit dem Lager verbinden lässt (vergl. Fig. 292, S. 208). Die Verbindung mit dem Lager ist meist dadurch erfolgt, dass einzelne Winkeleisen unten zu einer auf der Lagerplatte ruhenden und mit dieser durch eine Schraube verbundenen Pratze ausgeschmiedet sind (Fig. 323 und 325).

Fig. 324.



Weserbrücke bei Corvey. —
 $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{10}$ n. Gr.

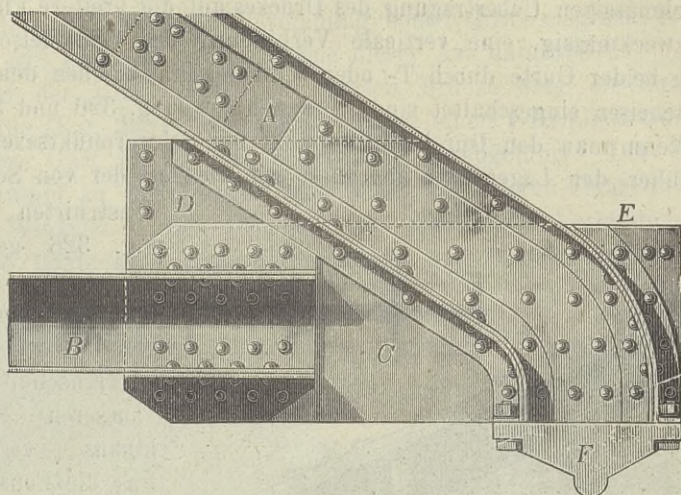
Bei der von Schwedler construirten Parabelbrücke über die Brahe bei Czersk ist ein gusseiserner Lagerstuhl zu Hilfe genommen, an welchem die beiden vierfachen Hilfsbleche seitlich durch Schrauben befestigt sind.

2. Verbindung der Gurte mit dem Hilfsbleche. Die den Gurten angehörigen Winkeleisen kann man direct mit dem Hilfsbleche verbinden, wobei sich auch die Gurte derart anordnen lassen, dass keine Verkröpfung der

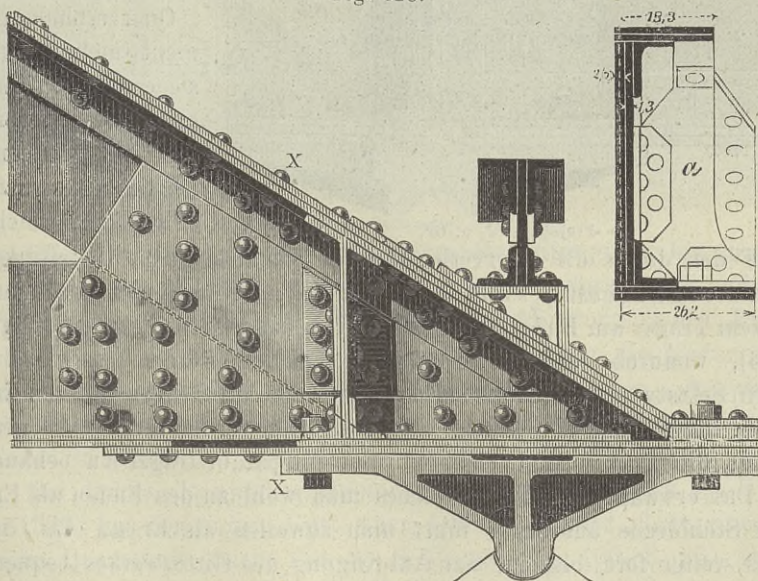
Winkeleisen nöthig wird (Fig. 322 bis 325). Hat der Gurt zwei Stehbleche, so lässt sich das Hilfsblech zwischen beide Stehbleche fassen. Hat der Gurt, wie in Fig. 322, nur ein Stehblech, so lässt man dasselbe am besten stumpf gegen das Hilfsblech stossen und deckt den Stoss durch Laschenbleche. Bei den Schwedler'schen Constructionen kommen Stehbleche meist nicht vor.

Das Hilfsblech hat ausserhalb des oberen Gurtes den im Untergurte herrschenden Zug aufzunehmen und muss daher denselben nutzbaren Querschnitt erhalten wie dieser.

Fig. 325.

Lange Oderbrücke in Breslau. — $\frac{1}{20}$ n. Gr.

§. 145. **Verbindung für T-förmige Gurte.** Mehrfach haben beide Gurte einen T-förmigen Querschnitt erhalten. Man kann in diesem Fig. 326.

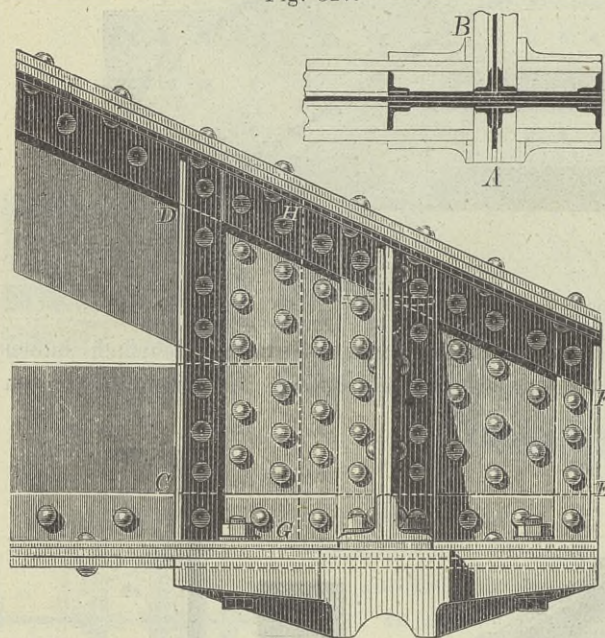
Brahe-Brücke bei Bromberg. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

Falle entweder das eine Stehblech, am besten das des oberen Gurtes, bis zum Ende fortführen und das andere gegen das erstere stumpf anstossen

lassen (Fig. 326) oder man ersetzt am Ende beide Stehbleche durch ein einziges entsprechend geformtes Blech *A* (Fig. 327). In beiden Fällen ist eine Deckung der Fugen durch Laschenbleche vorzunehmen. Dabei ist es zur Erzielung der nöthigen Stabilität und Steifigkeit, wohl auch zur gleichmässigen Uebertragung des Druckes auf die breitere Fläche des Lagers zweckmässig, eine verticale Verbindung der Winkeleisen, resp. Lamellen beider Gurte durch T- oder Winkeleisen, zwischen denen wohl noch Flacheisen eingeschaltet sind, vorzunehmen (Fig. 326 und 327).

Wenn man den Durchschnittspunkt der Schwerpunktsachsen genau vertical über der Lagermitte anordnet, wie dies bei der von Schwedler

Fig. 327.

Project. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Betreff der durch die Querverbindungen beabsichtigten Absteifung der Träger weniger günstig wirkt. Es erscheint daher wohl nicht unangemessen, dem Träger am Ende eine gewisse Höhe zu geben (Fig. 327, Fig. 47, S. 46), wodurch beide Uebelstände vermieden werden (vergl. §. 11, S. 20). Selbstverständlich darf alsdann die Höhe der Träger an ihren Enden bei der Berechnung der Gurte und des Gitterwerkes nicht = 0 gesetzt werden; die Träger sind vielmehr als Halbparabelträger zu behandeln.

Das erwähnte Blech *A*, welches man wohl an den Enden als Ersatz beider Stehbleche anordnet, führt man zuweilen als Ersatz des Gitterwerkes weiter fort, bis eine zur Anbringung des Gitterwerkes bequemere Höhe erreicht ist, so dass also der Träger an den Enden als Blechträger construirt ist. Diese Anordnung zeigt z. B. die Weserbrücke in Bremen (Fig. 47, S. 46). Noch viel weiter, bis zur *0,12 fachen* Trägerlänge, ist

construirten Brücke Fig. 326 geschehen ist, so muss man zur Befestigung des Lagers die Gurte über den

Durchschnitt ihrer äusseren Flächen hinaus verlängern, was die Construction etwas complicirt; auch ist die an den übrigen Knotenpunkten übliche Anbringung der

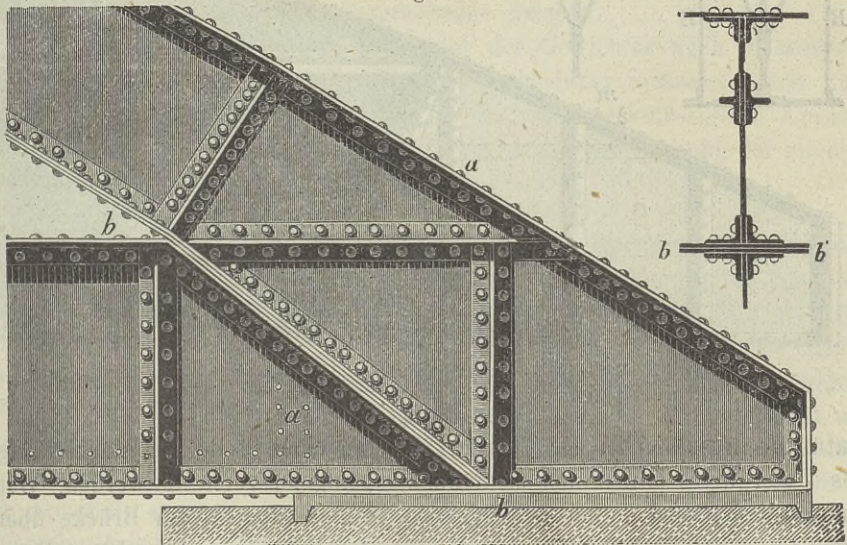
Querverbindungen nicht mehr möglich; sie erfordert vielmehr eine besondere, mehr oder weniger complicirte Construction (Fig. 326), welche in

das Blech bei der Brücke über die Orne bei Caen fortgeführt, was jedenfalls den ästhetischen Eindruck des Ganzen stört, da hierdurch die Regelmässigkeit unangenehm unterbrochen erscheint.

§. 146. Directe Verbindung. Bei einigen Gurtformen wird eine mehr oder weniger directe Verbindung beider Gurte möglich. Wir haben in Fig. 328 und 329 zwei Beispiele dieser Art dargestellt.

Bei der von Dalbot construirten Brücke über die Schelde bei Oudenarde (Fig. 328) haben beide Gurte einen I-förmigen Querschnitt. Der obere Gurt ist bis zur Lagerplatte herabgeführt. Der Untergurt stösst stumpf an den Obergurt und ist mit der unteren Flansche desselben mittels Winkeleisen befestigt, so dass die einzige Verbindung in der Fuge *bb* liegt, an welcher übermässig viel Nieten angeordnet sind.

Fig. 328.

Schnitt nach *aa*.Scheldebrücke bei Oudenarde. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

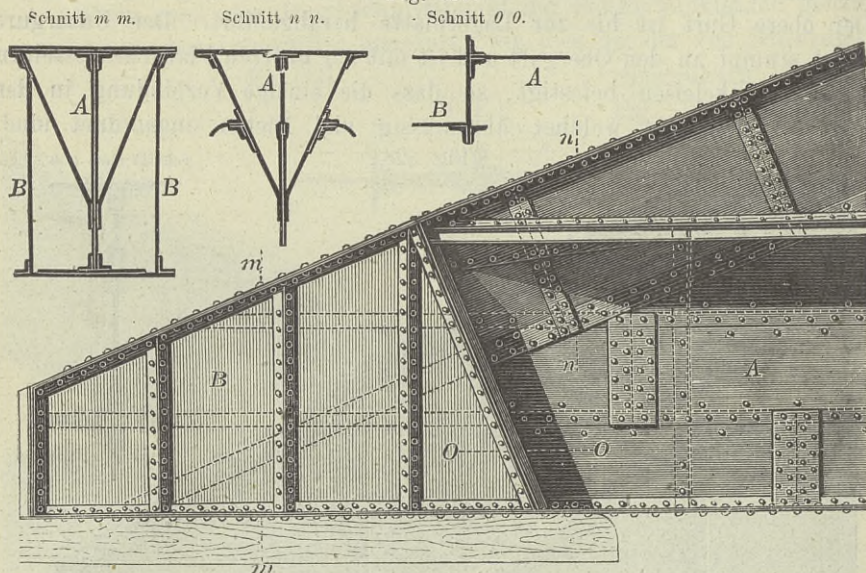
Jedenfalls hätten die unteren Winkeleisen des Untergurtes bis zum Ende des Trägers durchgeführt werden sollen, um hierdurch eine anderweite Verbindung zu ermöglichen. Die alleinige Verbindung in der Fuge *bb* erscheint auch deshalb nicht zweckmässig, weil hier die Nieten gleichzeitig auf Scheer- und Zugfestigkeit beansprucht werden. Aehnlich ist die Construction bei der von Hemans construirten Brücke über den Shannon in Irland.

Bei der von Brunel erbauten Brücke über die Themse bei Windsor (Fig. 329) hat der untere Gurt einen I-förmigen, der obere einen dreieckigen Querschnitt (siehe Fig. 83, S. 75 und Fig. 105, S. 86). Der aus zwei Blechen bestehende Steg des Untergurtes tritt hier in den Obergurt hinein, wobei die beiden Bleche über das Mittelblech des Obergurtes verkröpft sind (siehe Schnitt *nn*). Die untere Flansche des Untergurtes

geht bis an das Ende ohne Unterbrechung durch, während die obere gekrümmte Flansche desselben sich allmählig neben dem Obergurte verläuft. Zur nöthigen Versteifung sind seitlich Verticalbleche *B B*, welche durch **T**-eisen versteift sind und das Ende kastenartig umschliessen, angeordnet.

§. 147. **Verbindung für Kettengurte.** Wenn der untere Gurt ein Kettengurt ist, so wird am besten der Obergurt direct aufgelagert und der Untergurt mit dem Obergurt durch einen Bolzen verbunden.

Fig. 329.

Themsebrücke bei Windsor. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Natürlich muss hierbei der Obergurt, um an einer Stelle den starken Zug des Untergurtes aufnehmen zu können, genügend versteift werden. Wir finden diese Construction bei der von Brunel construirten Brücke über den Tamar bei Saltash (Fig. 50, S. 48). Auf eine speciellere Darstellung verzichten wir indess, da die Kettengurte bei uns bis jetzt nur wenig Anwendung gefunden haben.

X. Kapitel.

Das Gewicht der Gitterträger.

§. 148. **Zweck der Kenntniss des Gewichtes.** 1. Bei der Construction einer Brücke ist es allgemein üblich, für die Berechnung der Querschnittsdimensionen das Eigengewicht der Brücke vorläufig approximativ anzunehmen. Man benützt hierbei entweder die Angaben über bereits ausgeführte Brücken direct oder auch allgemeine Näherungsregeln, welche man aus den über ausgeführte Brücken bekannten Angaben abge-

leitet hat. Diese Regeln sind meist wenig genau, da sie fast immer die specielle Construction, die Trägerhöhe, die Grösse der zufälligen Last und die Sicherheitscoefficienten nicht enthalten. Wir wollen daher in den nächsten Paragraphen den Versuch machen, correctere Regeln, welche sich den speciellen Verhältnissen anpassen lassen, aufzustellen.

2. Nachdem die Brücke unter Zugrundelegung des vorläufig angenommenen Gewichtes construirt ist, pflegt man das Gewicht der Brücke detaillirt und genau zu bestimmen und bei zu starker Abweichung des Gewichtes von dem angenommenen die Bestimmung der Querschnittsdimensionen noch einmal vorzunehmen. Dieses genau bestimmte Gewicht wird alsdann der Kostenberechnung zu Grunde gelegt. Wir halten es nicht für nöthig, Regeln für diese genaue Bestimmung des Gewichtes nach einem gegebenen Entwurfe anzugeben und verweisen in dieser Hinsicht nur auf das am Schlusse zu besprechende Beispiel.

3. Sehr wichtig ist die Kenntniss des Gewichtes auch in wissenschaftlicher Richtung zum Vergleiche verschiedener Systeme, sowie zur Erörterung mancher anderer Fragen, z. B. der zweckmässigsten Anzahl der Oeffnungen bei Brücken mit Mittelpfeilern, der Bestimmung der zweckmässigsten Anzahl der Träger u. s. w.

§. 149. Methode zur annähernden Bestimmung des Eigengewichtes. Wie bereits bemerkt, hat man vielfach Regeln für das Gewicht aus den Angaben über ausgeführte Brücken abgeleitet. Wir werden auf diese Bestimmungsweise erst näher eingehen, nachdem wir die Querconstructionen besprochen haben werden. Im gegenwärtigen Kapitel werden wir nur das Gewicht der Hauptträger behandeln. Hier aber erscheint es am rathsamsten, zunächst einen Ausdruck für das Volumen oder Gewicht zu ermitteln, welches derselbe haben würde, wenn man jedem Theile unter Annahme eines gewissen Sicherheitscoefficienten K genau denjenigen Querschnitt giebt, welcher der in ihm herrschenden Spannung entspricht. Wir nennen dieses Volumen oder Gewicht das theoretische.

Das wirkliche Volumen oder Gewicht ist aber wesentlich grösser, weil beim theoretischen nicht Rücksicht genommen wurde 1. auf die Schwächung der Querschnitte durch die Nietlöcher, 2. auf die nöthige Verstärkung einzelner Theile, welche sich nach der Berechnung für die Ausführung als zu schwach erweisen, 3. auf die etwa nöthige Verstärkung zur Sicherheit gegen Einknicken, 4. auf die verschiedenen Nebentheile, wie Laschenbleche, Knotenbleche, Futterbleche u. s. w., 5. auf den Umstand, dass sich der Querschnitt der Gurte gewöhnlich staffelförmig ändert, was zur Folge hat, dass er an manchen Stellen als zu stark erscheint, 6. auf das Gewicht der Niet- und Schraubenköpfe.

Um nun aus dem theoretischen Gewichte das wirkliche zu erhalten, erscheint es am rathsamsten, das erstere mit einem Coefficienten zu mul-

tipliciren, welcher aus dem Vergleiche des theoretischen und wirklichen Gewichtes ausgeführter oder projectirter Brücken zu ermitteln ist. Wir nennen diesen Coefficienten den Constructionscoefficienten. Es ist klar, dass dieser Coefficient nicht für alle Fälle constant sein wird, dass er sich vielmehr nach dem Systeme, der speciellen Construction, sowie nach der Spannweite richten wird. Am wenigsten variabel ist dieser Coefficient für die Gurte, wesentlich variabel ist er für das Gitterwerk; am meisten veränderlich ist er aber für die Lagerständer.

Da man sich bei grossen Spannweiten dem theoretischen Querschnitte besser anschliessen kann, als bei kleinen, so muss der Constructionscoefficient mit zunehmender Spannweite offenbar abnehmen. Aus demselben Grunde ergibt sich der Constructionscoefficient für zweigeleisige Brücken (wir meinen damit solche, die für zwei Geleise nur zwei Träger haben) etwas kleiner als für eingleisige (solche, die für ein Geleis zwei Träger haben).

Die Regeln für das theoretische Gewicht müssen wir hier natürlich aus dem theoretischen Theile citiren; wir bezeichnen hierbei mit:

l die Spannweite, zwischen den theoretischen Auflagerpunkten gerechnet; bei continuirlichen Trägern bedeutet l das arithmetische Mittel der Spannweiten der einzelnen Oeffnungen;

h die Trägerhöhe, bei Trägern mit gekrümmten Gurten die Trägerhöhe in der Mitte der Oeffnung;

α , β die Strebenwinkel, oder die Winkel, welche die Gitterstäbe mit der Verticalen bilden;

g_1 , g_2 , g_3 das theoretische Eigengewicht der Gurte, des Gitterwerkes und der Endständer und g' das theoretische Eigengewicht des ganzen Trägers ($= g_1 + g_2 + g_3$) pro Längeneinheit der Brücke;

g das wirkliche Eigengewicht der ganzen Brücke, nämlich der Hauptträger, der Querverbindungen, der Bahn, des Geländers und der Windstreben pro Längeneinheit; p die zufällige Last pro Längeneinheit, welche zur Berechnung der Gurte einzuführen ist und p' diejenige, welche zur Berechnung des Gitterwerkes einzuführen ist;

g , g' die entsprechende Gesamtlast pro Längeneinheit ($= g + p$ oder $g + p'$);

γ das Gewicht der Volumeneinheit, K den der Berechnung zu Grunde gelegten Sicherheitscoefficienten und C den Quotienten $\frac{\gamma}{K}$.

In Betreff der citirten theoretischen Formeln bemerken wir nur, dass dieselben unter Annahmen entwickelt wurden, welche eine möglichst grosse Einfachheit der Formeln zulassen; sie beruhen daher auf der Annahme einer continuirlichen Aenderung der Gurt- und Gitterstabquerschnitte und einer unendlich kleinen Maschenweite. In Betreff des letzteren Umstandes bemerken wir, dass das Resultat unter Annahme einer end-

lichen Maschenweite nur sehr wenig abweichende Resultate giebt, wenn man die Lagerständer gesondert in Rechnung bringt, also nicht mit in das Gitterwerk einbezieht. Eine grössere Genauigkeit erscheint nicht als nöthig, da sich die Constructionscoefficienten doch nicht ganz genau feststellen lassen. Hinsichtlich der Entwicklung der aufgestellten Formeln verweisen wir auf den theoretischen Theil des Brückenbaues.

§. 150. Einfache Parallelträger. 1. Gurte. Das theoretische Gewicht beider Gurte pro Längeneinheit ist

$$1. \quad g_1 = \frac{1}{6} C \frac{q l^2}{h},$$

also für das Verhältniss $l = 10 h$

$$1a. \quad g_1 = \frac{5}{3} C q l = 1,667 C q l.$$

2. Gitterwerk. Das theoretische Gewicht des Gitterwerkes ist für Netzwerk, wenn e die Länge der Horizontalprojection der Gitterstäbe bedeutet,

$$2. \quad g_2 = \frac{1}{4} C \left(\frac{e}{h} + \frac{h}{e} \right) \left(g + \frac{7}{6} p' \right) l$$

und für $e = h$ oder für $\tan \alpha = \tan \beta = 45^\circ$, für welche Lage g_2 zum Minimum wird,

$$2a. \quad g_2 = \frac{1}{2} C \left(g + \frac{7}{6} p' \right) l.$$

Für Fachwerk kann man allgemein setzen:

$$g_2 = C \left(\gamma \frac{e}{h} + \delta \frac{h}{e} \right) q' l,$$

wobei die Coefficienten γ und δ sich mit den Verhältnissen von g zu p oder mit der Spannweite ein wenig ändern; γ schwankt zwischen $\frac{1}{3}$ und $\frac{1}{4}$, δ zwischen $\frac{5}{8}$ und $\frac{1}{2}$. Sehr nahe aber ist

$$3. \quad g_2 = \frac{1}{4} C \left(\frac{e}{h} + 2 \frac{h}{e} \right) \left(g + \frac{7}{8} p' \right) l.$$

Zum Minimum wird hiernach g_2 für $e = h \sqrt{2}$ und zwar ist

$$4. \quad \min g_2 = \frac{\sqrt{2}}{2} C \left(g + \frac{7}{6} p' \right) l.$$

Für $e = h$ oder $\tan \alpha = 45^\circ$ wird

$$5. \quad g_2 = \frac{3}{4} C \left(g + \frac{7}{6} p' \right) l.$$

Wenn beim Netzwerke die Gitterstäbe nur von den Enden der Endständer ausgehen (Fig. 281, S. 203), so ist beim 4-, 6- und 8-theiligen Systeme bezüglich $0,125 qh$, $1,086 qh$, $0,219 qh$ zuzuschlagen. Wenn beim Fachwerke die gezogenen Stäbe nur vom oberen Ende der Ständer ausgehen, so ist beim 2-, 3- und 4theiligen Systeme ebenfalls bezüglich $0,125 qh$, $0,186 qh$, $0,219 qh$ zuzuschlagen.

3. Endständer. Das theoretische Gewicht der beiden Endständer, pro Längeneinheit des Trägers gerechnet, ergibt sich für den Fall, dass man jedem einzelnen Theile nur einen dem in demselben herrschenden Drucke entsprechendem Querschnitt giebt, zu

$$6. \quad \begin{cases} \text{Netzwerk: } g_3 = \frac{1}{2} C q' h, \\ \text{Fachwerk: } g_3 = C q' h. \end{cases}$$

Da p' nahezu $1,12 p$ ist und g zwischen $0,1 q$ und $0,6 q$ liegt, so wird $q' = 1,11 q$ bis $1,05 q$, im Mittel also $q' = 1,08 q$, also mit genügender Genauigkeit:

$$6 a. \quad \begin{cases} \text{Netzwerk: } g_3 = 0,54 C q h, \\ \text{Fachwerk: } g_3 = 1,08 C q h. \end{cases}$$

4. Gesamtgewicht. Die Addition der Ausdrücke für g_1 , g_2 und g_3 giebt nun als theoretisches Gesamtgewicht pro Längeneinheit für $e = h$:

$$7. \quad \begin{cases} \text{Netzwerk: } g' = \frac{1}{2} Cl \left[\frac{q l}{3 h} + (g + 1,31 p) + 1,08 q \frac{h}{l} \right], \\ \text{Fachwerk: } g' = \frac{1}{2} Cl \left[\frac{q l}{3 h} + (1,50 g + 1,97 p) + 2,16 q \frac{h}{l} \right] \end{cases}$$

und für das Verhältniss $l = 10$:

$$7 a. \quad \begin{cases} \text{Netzwerk: } g' = C (2,22 g + 2,37 p) l, \\ \text{Fachwerk: } g' = C (2,52 g + 2,76 p) l. \end{cases}$$

Da g zwischen $0,1 q$ und $0,6 q$, p zwischen $0,9 q$ und $0,4 q$ liegt, so ist mit einer Genauigkeit von mindestens 4 Procent:

$$7 b. \quad \begin{cases} \text{Netzwerk: } g' = 2,32 C q l, \\ \text{Fachwerk: } g' = 2,68 C q l. \end{cases}$$

Das Verhältniss der Materialmengen in den Gurten, im Gitterwerke und in den Ständern ist ungefähr für Netzwerk $30:10:1$, für Fachwerk $15:8:1$.

5. Constructionscoefficienten. Die bei verschiedenen Spannweiten (Meter) einzuführenden Constructionscoefficienten sind folgende:

	Spannweite	Gurte	Gitterwerk	Endständer		Ganzer Träger
				Netzwerk	Fachwerk	
Eingeleisig	10	2,05	2,10	3,5	2,2	2,09
	20	1,75	1,95	3,3	2,0	1,84
	30	1,58	1,89	3,2	2,0	1,71
	40	1,49	1,79	2,8	1,9	1,61
	50	1,45	1,74	2,7	1,8	1,57
	75	1,39	1,67	2,4	1,7	1,51
	100	1,37	1,66	2,2	1,7	1,49
	150	1,35	1,66	2,1	1,7	1,47

	Spannweite	Gurte	Gitterwerk	Endständer		Ganzer Träger
				Netzwerk	Fachwerk	
Zweigeleisig	10	1,73	1,85	3,3	2,0	1,79
	20	1,53	1,79	3,0	1,9	1,64
	30	1,44	1,76	2,6	1,8	1,56
	40	1,40	1,74	2,4	1,7	1,52
	50	1,39	1,71	2,3	1,7	1,51
	75	1,38	1,67	2,2	1,7	1,50
	100	1,37	1,66	2,1	1,7	1,48
	150	1,35	1,66	2,1	1,7	1,46

Etwaige Verticalen zur Anbringung der Querverbindungen sind hierbei im Gitterwerke nicht mit inbegriffen; dieselben sind vielmehr mit in das Gewicht der Querconstructionen einzurechnen.

§. 151. **Continuirliche Parallelträger.** Das Verhältniss der Spannweiten der äusseren Felder zu denen der inneren Felder sei n .

1. **Gurte.** Das theoretische Gewicht g_1 beider Gurte pro Längeneinheit ist durch folgende Tabelle (8) bestimmt:

n	Zwei Felder g_1	Drei Felder g_1	Vier u. mehr Felder g_1
1,0	$0,099 g + 0,153 p$	$0,090 g + 0,141 p$	$0,083 g + 0,141 p$
1,1	— —	$0,087 g + 0,140 p$	$0,080 g + 0,137 p$
1,2	— —	$0,085 g + 0,140 p$	$0,079 g + 0,139 p$
1,3	— —	$0,085 g + 0,142 p$	$0,079 g + 0,142 p$
	$C \frac{l^2}{h}$	$C \frac{l^2}{h}$	$C \frac{l^2}{h}$

Im Mittel ist hiernach

$$8 a. \quad g_1 = (0,09 g + 0,14 p) C \frac{l}{h}.$$

2. **Gitterwerk.** Das theoretische Gewicht g_2 des Gitterwerkes pro Längeneinheit ist für Netzwerk ($\alpha = \beta = 45^\circ$) und für Fachwerk ($\alpha = 45^\circ, \beta = 0$) durch folgende Tabelle (9) bestimmt:

	n	Zwei Felder g_2	Drei Felder g_2	Vier u. mehr Felder g_2
Netzwerk	1,0	$0,531 g + 0,657 p'$	$0,513 g + 0,685 p'$	$0,513 g + 0,702 p'$
	1,1	— —	$0,516 g + 0,685 p'$	$0,513 g + 0,704 p'$
	1,2	— —	$0,523 g + 0,690 p'$	$0,517 g + 0,706 p'$
	1,3	— —	$0,528 g + 0,697 p'$	$0,535 g + 0,708 p'$
Fachwerk	1,0	$0,797 g + 0,986 p'$	$0,770 g + 1,028 p'$	$0,770 g + 1,053 p'$
	1,1	— —	$0,774 g + 1,028 p'$	$0,770 g + 1,056 p'$
	1,2	— —	$0,790 g + 1,035 p'$	$0,776 g + 1,059 p'$
	1,3	— —	$0,792 g + 1,046 p'$	$0,803 g + 1,062 p'$
		$.Cl$	$.Cl$	$.Cl$

Im Mittel ist hiernach:

$$9 \text{ a. } \begin{cases} \text{Netzwerk: } g_1 = (0,52 g + 0,69 p') Cl. \\ \text{Fachwerk: } g_1 = (0,78 g + 1,04 p') Cl. \end{cases}$$

Beim Netzwerke ist vorausgesetzt, dass $\tan \alpha = \tan \beta = 45^\circ$ oder $e = h$ sei; ist dies nicht der Fall, so ist das nach der Tabelle erhaltene Resultat noch mit:

$$10. \quad \frac{1}{2} \left(\frac{e}{h} + \frac{h}{e} \right)$$

zu multipliciren. Beim Fachwerke ist ebenfalls vorausgesetzt, dass $e = h$ sei; ffr eine andere Anordnung ist das nach der Tabelle erhaltene Resultat noch mit:

$$11. \quad 0,338 \frac{e}{h} + 0,662 \frac{h}{e}$$

zu multipliciren.

Man kann hierin, wie im vorigen §., im Mittel $p' = 1,12 p$ setzen. Für die Glieder $0,69 p'$ und $1,04 p'$ in Formel 9 a ist alsdann bezüglich $0,77 p$ und $1,16 p$ zu setzen.

3. Lagerständer. Das theoretische Gewicht der sämtlichen Lagerständer pro Längeneinheit des Trägers ist (12):

Zwei Felder:

$$\text{Netzwerk: } g_3 = (0,500 g + 0,536 p') Ch,$$

$$\text{Fachwerk: } g_3 = (1,000 g + 1,063 p') Ch.$$

Drei Felder:

$$\text{Netzwerk: } g_3 = (0,500 g + 0,550 p') Ch,$$

$$\text{Fachwerk: } g_3 = (1,000 g + 1,100 p') Ch.$$

Vier und mehr Felder:

$$\text{Netzwerk: } g_3 = (0,500 g + 0,560 p') Ch,$$

$$\text{Fachwerk: } g_3 = (1,000 g + 1,120 p') Ch.$$

Die Coefficienten von p' sind zwar bei verschiedenen Verhältnissen der Spannweiten etwas verschieden, schwanken indess ungemein wenig.

4. Gesamtgewicht. Wir stellen in nachstehender Tabelle (13) das Gesamtgewicht nur unter der Annahme dar, dass $l = 10 h$ und $p' = 1,12 p$ ist.

	n	Zwei Felder g'	Drei Felder g'	Vier u. mehr Felder g'
Netzwerk	1,0	$1,57 g + 2,24 p$	$1,47 g + 2,24 p$	$1,41 g + 2,26 p$
	1,1	— —	$1,44 g + 2,21 p$	$1,36 g + 2,22 p$
	1,2	— —	$1,42 g + 2,23 p$	$1,36 g + 2,24 p$
	1,3	— —	$1,43 g + 2,26 p$	$1,40 g + 2,28 p$

	<i>n</i>	Zwei Felder <i>g'</i>	Drei Felder <i>g'</i>	Vier u. mehr Felder <i>g'</i>
<i>Fachwerk</i>	1,0	1,89 <i>g</i> + 2,75 <i>p</i>	1,77 <i>g</i> + 2,68 <i>p</i>	1,70 <i>g</i> + 2,71 <i>p</i>
	1,1	— —	1,74 <i>g</i> + 2,67 <i>p</i>	1,67 <i>g</i> + 2,68 <i>p</i>
	1,2	— —	1,74 <i>g</i> + 2,68 <i>p</i>	1,67 <i>g</i> + 2,70 <i>p</i>
	1,2	— —	1,75 <i>g</i> + 2,71 <i>p</i>	1,69 <i>g</i> + 2,73 <i>p</i>
		. <i>Cl</i>	. <i>Cl</i>	. <i>Cl</i>

Durchschnittlich ist hiernach:

$$13 \text{ a. } \begin{cases} \text{Netzwerk: } g' = (1,40 \text{ g} + 2,23 \text{ p}) \text{ Cl,} \\ \text{Fachwerk: } g' = (1,74 \text{ g} + 2,68 \text{ p}) \text{ Cl.} \end{cases}$$

Das Verhältniss der theoretischen Materialmenge in den Gurten, dem Gitterwerke und den Ständern ist ungefähr für Netzwerk 24:12:1, für Fachwerk 12:9:1.

5. **Constructionscoefficienten.** Für die Gurte ist hier der Constructionscoefficient etwas grösser als bei einfachen Trägern, da man sich hier des schnellen Wechsels des Querschnittes an den Pfeilern wegen weniger genau dem theoretischen Querschnitte anschliessen kann. Für das Gitterwerk und die Lagerständer bleiben aber die Coefficienten dieselben. Sie sind indess in der folgenden Tabelle der Vollständigkeit halber nochmals aufgenommen.

	<i>Spannweite</i>	<i>Gurte</i>	<i>Gitterwerk</i>	<i>Lagerständer</i>		<i>Ganze Träger</i>
				<i>Netzw.</i>	<i>Fachw.</i>	
<i>Eingeleisig</i>	10	2,30	2,10	3,5	2,2	2,26
	20	1,94	1,95	3,3	2,0	1,98
	30	1,24	1,89	3,2	2,0	1,84
	40	1,62	1,79	2,8	1,9	1,71
	50	1,55	1,74	2,7	1,8	1,65
	75	1,40	1,67	2,4	1,7	1,53
	100	1,39	1,66	2,2	1,7	1,52
	150	1,36	1,66	2,1	1,7	1,50
<i>Zweigeleisig</i>	10	1,92	1,85	3,3	2,0	1,93
	20	1,69	1,79	3,0	1,9	1,86
	30	1,54	1,76	2,6	1,8	1,65
	40	1,45	1,74	2,4	1,7	1,58
	50	1,44	1,71	2,3	1,7	1,58
	75	1,40	1,67	2,2	1,7	1,52
	100	1,39	1,66	2,1	1,7	1,50
	150	1,36	1,66	2,1	1,7	1,50

Hinsichtlich der continuirlichen Gelenkträger verweisen wir auf den theoretischen Theil. Annähernd lässt sich das Gewicht für die zweckmässigsten Verhältnisse, nach dem in §. 5 angegebenen Verhältnisse des Gewichtes zu dem eines einfachen Trägers bestimmen.

§. 152. Parabelträger. 1. Gurte. Das theoretische Gewicht der Gurte pro Längeneinheit ist:

$$14. \quad \begin{cases} \text{Bogensehnenträger: } g_1 = \frac{1}{4} C \frac{q l^2}{h} \left(1 + \frac{8 h^2}{3 l^2}\right), \\ \text{Fischträger..... } g_1 = \frac{1}{4} C \frac{q l^2}{h} \left(1 + \frac{4 h^2}{3 l^2}\right). \end{cases}$$

Sehr nahe ist allgemein:

$$14 a. \quad g_1 = 0,258 C \frac{q l^2}{h}.$$

2. Gitterwerk. Die Länge der Horizontalprojection der geneigten Stäbe sei e . Das Gewicht wird zum Minimum beim Netzwerke für $\alpha = \beta = 45^\circ$, beim Doppelfachwerke für $\tan \alpha = 1,225$ und wenn e constant ist, beim Netzwerke für $e = 0,730 h$, beim Doppelfachwerke bei oben liegender Bahn für $e = 0,894 h$, bei unten liegender Bahn für $e = 0,730 h$.

Das Gewicht pro Längeneinheit ist (15):

$$\text{Netzwerk: } \alpha = \beta = 45^\circ: g_2 = 0,167 C p' l,$$

$$e \text{ constant: } g_2 = \frac{1}{8} C p' l \left(\frac{e}{h} + \frac{8 h}{15 e}\right).$$

$$e = 0,730 h: g_2 = 0,183 C p' l.$$

Doppelfachwerk. Bahn oben.

$$\tan \alpha = 1,225: g_2 = 0,408 C p' l,$$

$$e \text{ constant: } g_2 = \frac{1}{4} C p' l \left(\frac{e}{h} + \frac{4 h}{5 l}\right),$$

$$e = 0,894 h: g_2 = 0,447 C p' l.$$

Doppelfachwerk. Bahn unten; e constant.

$$\text{Bogensehnentr. } g_2 = C l \left[\frac{1}{4} p' \left(\frac{e}{h} + \frac{8 h}{15 e}\right) + \frac{2 q_2 h}{3 e} \right],$$

$$\text{Fischträger: } g_2 = C l \left[\frac{1}{4} p' \left(\frac{e}{h} + \frac{8 h}{15 e} + \frac{2 (q_2 - q_1) h}{3 e} \right) \right].$$

In den beiden letzten Formeln bedeutet q_1, q_2 die auf den oberen und unteren Gurt wirkende Last pro Längeneinheit. Ist g' das Gewicht der Träger, g_1' und g_2' das auf den unteren und oberen Gurt wirkende Gewicht der Querconstructionen, so ist $q_1 = \frac{1}{2} g' + g_1', q_2 = \frac{1}{2} g_2' + p. q_2 - q_1 = g_2' - g_1 + p.$

3. Constructionscoefficienten. Für die Gurte ist der Constructionscoefficient etwas kleiner, als für einfache Parallelträger, weil hier der Gurtquerschnitt nur wenig variabel ist, so das man sich dem theoretischen Querschnitte vollständiger anschliessen kann. Für das Gitterwerk ergibt

sich aber der Constructionscoefficient etwas grösser, weil hier die Gitterstäbe einen kleineren Querschnitt erhalten; günstig wirkt allerdings auch hier die geringere Veränderlichkeit des Querschnittes, so dass der Unterschied gegen den Parallelträger nicht sehr gross ist.

Spannweite	Eingleisig			Zweingleisig		
	Gurte	Gitterwerk	Ganzer Träger	Gurte	Gitterwerk	Ganzer Träger
10	1,49	2,21	1,65	1,43	1,95	1,55
20	1,43	2,06	1,57	1,38	1,88	1,50
30	1,38	1,98	1,50	1,36	1,84	1,46
40	1,37	1,88	1,47	1,35	1,81	1,44
50	1,36	1,81	1,45	1,35	1,78	1,42
75	1,35	1,74	1,41	1,34	1,73	1,40
100	1,34	1,72	1,39	1,34	1,72	1,39
150	1,33	1,72	1,37	1,33	1,72	1,37

Dieselben Regeln können mit Berücksichtigung der in der Tabelle zu §. 9 (S. 16) angegebenen Coefficienten auch für Pauli'sche Träger angewendet werden.

§. 153. Halbparabelträger. Wir bezeichnen hier noch die Höhe an beiden Seiten mit h_0 und das Verhältniss dieser Höhe zur Höhe h in der Mitte mit ε . Den Untergurt setzen wir als gerade voraus.

1. Gurte. Wenn wir zur Abkürzung

$$16. \quad x = \frac{1}{4(1-\varepsilon)} \left[1 - \frac{\varepsilon}{2\sqrt{1-\varepsilon}} \operatorname{lognat} \frac{1 + \sqrt{1-\varepsilon}}{1 - \sqrt{1-\varepsilon}} \right]$$

setzen, so ist das theoretische Gewicht des Untergurtes pro Längeneinheit $= \frac{1}{2} x C q \frac{l^2}{h}$. Für einige Verhältnisse wird:

$$\begin{array}{cccccc} \varepsilon = & 0 & 0,125 & 0,25 & 0,25 & 0,75 & 1 \\ x = & 0,2500 & 0,2208 & 0,2066 & 0,1884 & 0,1761 & 0,1667 \end{array}$$

Das theoretische Gewicht beider Gurte pro Längeneinheit wird nun sehr nahe:

$$17. \quad g_1 = x C q \frac{l^2}{h} \left[1 + \frac{8(1-\varepsilon)^2 h^2}{3 l^2} \right].$$

Der Werth in der Parenthese liegt zwischen den engen Grenzen 1 und 1,04. Für $l = 8h$ ergibt sich z. B.:

$$\begin{array}{cccccc} \varepsilon = & 0 & 0,125 & 0,25 & 0,5 & 0,75 & 1 \\ g_1 = & 0,260 & 0,228 & 0,211 & 0,190 & 0,177 & 0,157 \cdot C q \frac{l^2}{h} \end{array}$$

2. Gitterwerk. Das theoretische Gewicht des Gitterwerkes ist für einzelne Werthe von ε durch folgende Tabelle (18.) bestimmt:

ε	Netzwerk, $\alpha = \beta = 45^\circ$ g_2	Fachwerk ($e = h$) g_2
0	0,167 p'	0,450 p'
0,125	0,159 g + 0,302 p'	0,266 g + 0,582 p'
0,250	0,238 g + 0,371 p'	0,381 g + 0,684 p'
0,500	0,356 g + 0,466 p'	0,556 g + 0,806 p'
0,750	0,431 g + 0,532 p'	0,646 g + 0,882 p'
1	0,500 g + 0,584 p'	0,621 g + 0,941 p'
	. Cl	. Cl

Ist beim Netzwerke $\alpha = \beta$ constant, aber nicht $= 45^\circ$, so ist das nach der Tabelle erhaltene Resultat noch mit

$$19. \quad \frac{1}{2} (\tan \alpha + \cot \alpha)$$

zu multipliciren. Ist e constant, so ist das nach der Tabelle erhaltene Resultat noch mit

$$20. \quad (0,75 - 0,25 \varepsilon) \frac{e}{h} + (0,40 + 0,10 \varepsilon) \frac{h}{e}$$

zu multipliciren. Ist endlich beim Fachwerke nicht $e = h$, so ist das Resultat der Tabelle noch mit

$$21. \quad (0,556 - 0,218 \varepsilon) \frac{e}{h} + (0,444 + 0,218 \varepsilon) \frac{h}{e}$$

zu multipliciren.

Für andere Werthe von ε sind die Coefficienten von g und p leicht durch Interpolation zu finden. Die für das Fachwerk angegebenen Zahlen sind nur Näherungszahlen, da die genaueren Zahlen mit dem Verhältnisse von g zu p oder mit der Spannweite ein wenig variiren; in Betreff der genaueren Bestimmung verweisen wir auf den theoretischen Theil. In Betreff des p' gilt das in §. 150 Gesagte; im Mittel kann man auch hier $p' = 1,12 p$ setzen.

3. Endständer. Das theoretische Gewicht der Endständer pro Längeneinheit der Träger ist, entsprechend dem einfachen Parallelträger:

$$22. \quad \begin{cases} \text{Netzwerk: } g_3 = \frac{1}{2} C q' h_0 = \frac{1}{2} \varepsilon C q' h \\ \text{Fachwerk: } g_3 = C q' h_0 = \varepsilon C q' h. \end{cases}$$

Im Mittel ist auch hier $q' = 1,08 q$.

4. Constructionscoefficienten. Man kann sich hier der für den einfachen Parallelträger und für den Parabelträger angegebenen Constructionscoefficienten unter Zuhülfenahme einer Interpolation bedienen. Ist der Constructionscoefficient für den Halbparabelträger, den Parabelträger und den einfachen Parallelträger bezüglich c , c_0 und c_1 , so kann man setzen $c - c_0 : c_1 - c_0 = h_1 : h = \varepsilon : 1$, also:

$$23. \quad c = c_0 + \varepsilon (c_1 - c_0).$$

Dies gilt sowohl für die Gurte, als für das Gitterwerk; für die Endständer sind ohne Weiteres die für den einfachen Parallelträger angegebenen Werthe anzuwenden.

§. 154. **Schwedler'sche Träger.** 1. **Gurte.** Das Gewicht der Gurte pro Längeneinheit lässt sich ausdrücken durch die Formel

$$24. \quad g_1 = C \left(\alpha + \beta \frac{h^2}{l^2} \right) \frac{ql^2}{h} = Cql \left(\alpha \frac{l}{h} + \beta \frac{h}{l} \right),$$

wobei die Coefficienten α und β durch folgende Tabelle bestimmt sind:

$\frac{g}{q}$	α	β	$\frac{g}{q}$	α	β
0,1	0,176	2,165	0,6	0,223	0,655
0,2	0,186	1,310	0,7	0,230	0,602
0,3	0,197	0,996	0,8	0,237	0,561
0,4	0,207	0,830	0,9	0,244	0,527
0,5	0,284	0,729	1	0,250	0,500

2. **Gitterwerk.** Das Gewicht des Gitterwerkes pro Längeneinheit lässt sich, wenn e den Abstand der Verticalen bedeutet, ausdrücken durch die Formel:

$$25. \quad g_2 = C \left(\gamma \frac{e}{h} + \delta \frac{h}{e} \right) ql.$$

Zum Minimum wird g_2 für $e = h \sqrt{\frac{\delta}{\gamma}}$, wonach e zwischen den engen Grenzen $1,37 h$ und $1,46 h$ liegt und zwar ist

$$25a. \quad \min g_2 = 2 Cql \sqrt{\gamma \delta}.$$

Dagegen wird für $e = h$:

$$25b. \quad g_2 = Cql(\gamma + \delta).$$

Die Werthe der Coefficienten γ und δ , sowie von $\gamma + \delta$ und $2\sqrt{\gamma\delta}$ sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

$\frac{g}{q}$	γ	δ	$\gamma + \delta$	$2\sqrt{\gamma\delta}$
0,1	0,193	0,362	0,555	0,529
0,2	0,151	0,299	0,450	0,425
0,3	0,123	0,257	0,380	0,356
0,4	0,097	0,203	0,300	0,281
0,5	0,075	0,157	0,232	0,217
0,6	0,053	0,111	0,161	0,154
0,7	0,038	0,080	0,118	0,110
0,8	0,023	0,050	0,073	0,068
0,9	0,011	0,023	0,034	0,032
1	0	0	0	0

3. Constructionscoefficienten. Man wird wenig fehlen, wenn man hier die für Parabelträger im §. 152 angeführten Constructionscoefficienten anwendet. In Betreff der Gurte herrscht überhaupt bei beiden Systemen wenig Unterschied; ein grösserer Unterschied dagegen herrscht zwar im Gitterwerke; für dieses aber sind die Constructionscoefficienten aller Systeme überhaupt nur sehr wenig verschieden.

§. 155. Anwendung. Nach den aufgestellten Regeln lässt sich das Eigengewicht nicht direct bestimmen, weil in den Ausdrücken für dasselbe das Eigengewicht selbst auftritt. Es lässt sich nämlich nach den aufgestellten Regeln das Trägergewicht g' pro Längeneinheit immer in folgender Form darstellen:

$$26. \quad g' = Cl \left[(\alpha_1 g + \alpha_2 p) \frac{l}{h} + (\beta_1 g + \beta_2 p) + (\gamma_1 g + \gamma_2 p) \frac{h}{l} \right].$$

Bezeichnet nun g'' das Gewicht der Querconstructionen pro Längeneinheit, welches von der Construction der Hauptträger (wenigstens nahezu) unabhängig ist und sich also im Voraus feststellen lässt, so ist $g = g' + g''$. Dies eingesetzt und auf g' reducirt, giebt

$$27. \quad g' = Cl \frac{A_1 g'' + A_2 p}{1 - A_1 Cl},$$

wenn man zur Abkürzung

$$A_1 = \alpha_1 \frac{l}{h} + \beta_1 + \gamma_1 \frac{h}{l}, \quad A_2 = \alpha_2 \frac{l}{h} + \beta_2 + \gamma_2 \frac{h}{l}$$

setzt. Hierdurch ist nun g' bestimmt, da auf der rechten Seite nur bekannte Grössen erscheinen. Im Anhang ist hiernach in Nr. 4 ein Beispiel berechnet, was zur näheren Erläuterung dienen mag.

Wir werden die aufgestellten Regeln benutzen, um einen genaueren Vergleich der Gewichte für die einzelnen Systeme und einen Vergleich der Gewichte der einzelnen Theile des Trägers in verschiedenen Systemen anzustellen und Tabellen zur leichteren Bestimmung des Trägergewichtes zu berechnen. Jedoch können wir dies erst nach der Besprechung der Querconstructionen zur Durchführung bringen, da das Gewicht derselben, wie aus dem Gesagten hervorgeht, einen wesentlichen Einfluss ausübt.

IV. Abschnitt.

Lager gerader Träger.

I. Kapitel.

Allgemeines.

§. 156. **Einleitung.** Man pflegt die Träger nicht unmittelbar auf die Pfeiler aufzulegen, sondern eine Zwischenconstruction, das Lager oder Auflager (franz. *le support, le coussinet*, engl. *the support, the bolster, the bearing*), anzuwenden, 1. um den Druck auf eine grössere Fläche zu vertheilen, 2. einen genaueren Anschluss an die Pfeilermasse zu erzielen, 3. einen Ausgleich etwa nach unten vorstehender Rippen oder Nietköpfe zu bewirken, 4. eventuell eine Verschiebung bei Temperaturänderungen und in Folge der Durchbiegung der Träger zu ermöglichen, und 5. wohl auch, um eine bestimmtere Lage des Angriffspunktes des Stützendruckes zu bewirken. Gegen ein Umkanten der Träger wird gewöhnlich durch Verbindungen der Träger gesorgt; jedoch findet man häufig auch die Lager mit Seitenstützungen verbunden. Wir werden auf die Besprechung derselben aber erst bei den Querconstructionen eingehen.

Man kann die Lager in drei Hauptclassen theilen, nämlich:

I. Feste Lager (franz. *le support fixe*, engl. *the fixed support* etc.) welche eine Längsverschiebung der Träger nicht zulassen.

II. Gleitlager (franz. *la glissière*, engl. *the slide-bolster* etc.), welche zwar eine Längsverschiebung der Träger gestatten, wobei aber die gleitende Reibung zu überwinden ist.

III. Rollenlager (franz. *le support en rouleau*, engl. *the roller-bearing* etc.), welche durch Anwendung von Rollen eine Längsverschiebung der Träger begünstigen.

Wir unterscheiden ausserdem:

a. Flächenlager, bei denen der Träger mit einer mehr oder weniger grossen Fläche aufruht und:

b. Kipplager, bei denen die Auflagerfläche bedeutend reducirt erscheint, wodurch die Trägeraxe über dem betreffenden Lager bei einer Durchbiegung eine geneigte Lage annehmen kann (daher der Name), ohne dass sich hierbei die Lage des Angriffspunktes des Stützendruckes ändert.

Ehe wir zur speciellen Besprechung dieser Lager übergehen, erscheint es rathsam, die nöthigen Untersuchungen in Betreff des Einflusses der Temperatur und der Belastungen anzustellen.

§. 157. **Einfluss der Temperatur.** Können sich die Auflager eines Trägers frei bewegen, so ist die Längenänderung Δ des ganzen Trägers von der Länge L , wenn sich die Temperatur um t ändert, bei dem Ausdehnungscoefficienten ε :

$$1. \quad \Delta = \varepsilon t L.$$

Man kann für die Celsius'sche Scala $\varepsilon = 0,0000118$ annehmen. Als grösste Temperaturänderung t gegen eine mittlere Temperatur kann man für unsere Gegenden etwa 30^0 annehmen. Alsdann würde

$$1a. \quad \Delta = 0,35 L \text{ Millimeter,}$$

wobei L in Metern zu nehmen ist. Ist bei einem continuirlichen Träger ein Lager fest, so wird hierdurch die Verschiebung an den übrigen Theilen bestimmt, wenn L die Entfernung des betreffenden Lagers bedeutet. Die Verschiebung fällt hiernach nicht unbedeutend aus; sie beträgt für $L = 100, 200, 300, 400, 500$ Meter bezüglich $35, 70, 105, 140, 175$ Millimeter.

Direct von der Sonne beschienene Theile können sich allerdings noch stärker erwärmen, als oben angenommen wurde und in Folge dessen können sich einzelne Theile ausbiegen, wie es bereits in §. 32 besprochen wurde. Allein diese starke Erwärmung dringt nicht bis in das Innere stärkerer Theile und betrifft nicht alle Theile, so dass dieselbe nicht zu Grunde zu legen ist, wenn es sich um die ganze Längenänderung der Träger handelt.

Kann sich das Trägerende nicht verschieben, so entsteht in den Gurten eine entsprechende Spannung. Die betreffende Untersuchung wollen wir nur für einen einfachen Parallel- und Parabelträger durchführen.

1. **Parallelträger.** Durch das Streben zur Längenänderung entsteht an den Enden des Untergurtes eine Horizontalkraft, H , welche bei dem Querschnitte f des Untergurtes die Spannung $N = \frac{H}{f}$ erzeugt. Der Obergurt dagegen wird, ohne eine Spannung zu erleiden, seine Länge frei ändern können. Ist der Elasticitätscoefficient $= E$, so ist zu setzen:

$$2. \quad \Delta = \frac{H}{E} \int \frac{dx}{f}.$$

Setzen wir zur Abkürzung $\int \frac{dx}{f} = \beta \frac{l}{f_1}$, wobei l die Spannweite und f_1 die Querschnittsfläche in der Mitte bedeutet, so wird, wenn wir ausserdem zur Abkürzung $C = E \varepsilon t$ setzen,

$$3. \quad H = \frac{E f_1 \Delta}{\beta l} = \frac{C}{\beta} f_1.$$

$$4. \quad N = \frac{H}{f} = \frac{C f_1}{\beta f}.$$

Für $E = 2040000$ Klgr. pro \square^{cm} , $\varepsilon = 0,0000118$, $t = 30^0$ wird

$$E \varepsilon = 24, C = 720.$$

Der Werth von β hängt vom Gesetze der Veränderung des Gurtquerschnittes ab. Annähernd kann man, wenn f_0 der Endquerschnitt ist, β nach folgender Tabelle annehmen.

$\frac{f_0}{f_1}$	β	$\frac{f_0}{f_1}$	β
0,1	2,08	0,6	1,16
0,2	1,64	0,7	1,09
0,3	1,49	0,8	1,04
0,4	1,36	0,9	1,01
0,5	1,25	1,0	1,00

Ist die Aenderung der Spannung in der Mitte N_1 , am Ende N_0 , so ist

$$5. \quad N_1 = \frac{C}{\beta}, \quad N_0 = \frac{C f_0}{\beta f_1}.$$

Hiernach ergibt sich für einige Spannweiten, wenn K den Sicherheitscoefficienten (0,67 bis 0,78 Tonnen pro \square^{cm}) bedeutet,

$l = 10$	$f_0 = 0,9$	$f_1 = 167$	\square^c	$H = 119$	$N_1 = 713$	$T = 1,06$	$K = 792$	$= 1,18$	K
" = 50	" = 0,4	" = 712	"	" = 477	" = 530	" = 0,65	" = 1325	" = 1,76	"
" = 100	" = 0,3	" = 1749	"	" = 846	" = 483	" = 0,62	" = 1610	" = 2,06	"
" = 150	" = 0,2	" = 3786	"	" = 1632	" = 439	" = 0,56	" = 2195	" = 2,81	"
Meter				Tonnen	Kil. pro \square^c .			Kil. pro \square^c .	

Diese Horizontalkräfte sind, namentlich bei grossen Spannweiten, so bedeutend, dass sie vollständig genügen, die Steine aus dem Verband zu reissen, oder selbst die Mauer zum Kanten zu bringen. Die Enden der Träger erleiden eine Spannung, welche weit über die zulässige Grenze geht, insbesondere bei grossen Spannweiten; selbst in der Mitte wird die Spannung bei einer Temperaturerniedrigung von 30^0 um 106 bis 56 Procent erhöht (bei einer Temperaturerhöhung von 30^0 allerdings um ebensoviel, vermindert). Es geht hieraus hervor, wie unzweckmässig es sein würde eine absolute Befestigung der Trägerenden anzustreben.

Können sich die Enden frei verschieben, so dass bei der Verschiebung nur die Reibung zu überwinden ist, so kann H nicht grösser werden, als diese Reibung. Ist daher φ der Reibungscoefficient, q die Gesamtlast pro Längeneinheit, so ist im Maximum

$$6. \quad H = \frac{1}{2} \varphi q l.$$

Für Eisen auf Eisen ist etwa $\varphi = 0,2$, also $H = 0,1 q l$ zu setzen. Hiernach würde sich pro 1 Geleis ergeben:

$l = 10$	Met.	$q = 8,0$	Tonn. pro Met.	$H = 8$	Tonn.
$l = 50$	"	$q = 7,6$	" " "	$H = 38$	"
$l = 100$	"	$q = 9,7$	" " "	$H = 97$	"
$l = 150$	"	$q = 14,0$	" " "	$H = 210$	"

Hiernach ist H nur $\frac{1}{11}$ bis $\frac{1}{8}$ von der Kraft bei absolut festem Lager. Immerhin aber ist die Kraft bei grossen Spannweiten noch so bedeutend,

dass sie eine Lockerung des Mauerverbandes herbeiführen kann, so dass hier eine Herabminderung der Reibung jedenfalls zweckmässig erscheint.

Die Erhöhung N der Spannung wird in diesem Falle

$$7. \quad N = \frac{H}{f} = \frac{\varphi q l}{2f}.$$

Bezeichnen wir wieder die Erhöhung der Spannung in der Mitte mit N_1 , an den Enden mit N_0 , so ist bei dem Sicherheitscoefficienten K und der Trägerhöhe h zu setzen: $f_1 = \frac{q l^2}{8 K h}$, mithin

$$8. \quad N_1 = \frac{4 \varphi K h}{l}, \quad N_0 = \frac{4 \varphi K h f_1}{l f_0}.$$

Für $\varphi = 0,2$, $h = 0,1 l$ wird hiernach $N_1 = 0,08 K$ und bei einer Spannweite von 10, 50, 100, 150 Meter bezüglich $f_0 = 0,9$ 0,4 0,3 0,2 f_1 , also $N_0 = 0,09 K$, 0,20 K, 0,27 0,40 K, so dass also die Beanspruchung in diesem Falle durch die Temperaturänderung in der Mitte bis auf **8 Procent** erhöht werden kann, während sie an den Enden nicht die zulässige Grenze überschreitet. Auch aus diesem Grunde erscheint die Herabminderung der Reibung, wenigstens bei grösseren Spannweiten, als zweckmässig.

Bei Anwendung von Walzen kann man den Reibungscoefficienten f bei einem Durchmesser von d Millimeter ungefähr zu

$$9. \quad \varphi = \frac{1,5}{d}$$

annehmen, wonach für $d = 100, 150, 200^{mm}$ bezüglich $\varphi = 0,015, 0,010, 0,008$ würde.

2. Parabelträger. Wenn ein Gurt gerade ist, so gilt das bisher Gesagte auch hier. Bei den Fischträgern dagegen ändert sich die Sache insofern, als hier die Kraft H auf beide Gurte wirkt. Ist jeder Gurtquerschnitt, den wir constant annehmen, $= f$, so ist bei absolut festen Lagern sehr nahe

$$10. \quad A = \frac{H l}{2 E f},$$

$$11. \quad H = \frac{2 E f A}{l} = C f.$$

$$12. \quad N = \frac{H}{2 f} = C.$$

Nahezu wird hier f so gross sein, wie f_1 bei den Parallelträgern, mithin ist hier H ungefähr *doppelt* so gross als bei den Parallelträgern.

Ist eine Verschiebung möglich, so ist im Maximum wie im vorigen Falle nach 6: $H = \frac{1}{2} \varphi q l$ und die entsprechende Erhöhung der Spannung

$$13. \quad N = \frac{H}{2 f} = \frac{\varphi q l}{l}.$$

Da nahezu $f = \frac{ql}{8hK}$ ist, so wird

$$14. \quad N = \frac{2\varphi Kh}{l},$$

wonach für $\varphi = 0,2$ $l = 8h$: $N = 0,05 K$ wird. Die Beanspruchung würde also nur um **5 Procent** erhöht, so dass sich in dieser Hinsicht der Fischträger vorteilhafter zeigt, als der Parallelträger und der Parabelträger mit einem geraden Gurte.

§. 158. **Einfluss der Durchbiegung bei einem einfachen Parallelträger.** Der Neigungswinkel τ an den Enden in Folge der zufälligen Belastung p pro Längeneinheit ist bestimmt durch folgende Formel:

$$15. \quad \begin{cases} a. \text{ constant. Querschnitt: } \tan \tau = \frac{pl}{24EW}, \\ b. \text{ variabler Querschnitt: } \tan \tau = \frac{pl}{16EW}, \end{cases}$$

wobei in beiden Fällen W das Trägheitsmoment des Querschnittes in der Mitte bezeichnet und im zweiten Falle der Gurtquerschnitt f proportional dem Momente $\frac{1}{2}qx(l-x)$ angenommen ist. Allgemein wird

$$\tan \tau = \frac{p}{2Eh^2} \int_0^l \frac{x(l-x)dx}{f},$$

oder, wenn wir den Querschnitt in der Mitte mit f_1 bezeichnen und

$$\int_0^l \frac{x(l-x)dx}{f} = \frac{\alpha l^3}{6f_1}$$

setzen,

$$16. \quad \tan \tau = \frac{\alpha pl^3}{12E f_1 h^2}.$$

Der Coefficient α hängt von der Aenderungsweise des Querschnittes ab. Ist der Endquerschnitt eines Gurtes $= f_0$, so kann man α annähernd durch folgende Tabelle bestimmen:

$\frac{f_0}{f_1}$	α	$\frac{f_0}{f_1}$	α
0	1,50	0,6	1,08
0,1	1,41	0,7	1,05
0,2	1,32	0,8	1,02
0,3	1,25	0,9	1,01
0,4	1,18	1,0	1,00
0,5	1,13		

H den eben aufgestellten Ausdruck und darin $f_1 = \frac{q l^2}{8 K h}$, so ergibt sich

$$21. \quad N_1 = \frac{4 \alpha p}{\beta q} K, \quad N_0 = \frac{4 \alpha p f_1}{\beta q f_0} K,$$

wonach sich für einige Spannweiten unter Annahme der bereits für $\alpha, \beta, p, q, \frac{f_0}{f_1}$ angegebenen Werthe ergibt:

$$\begin{aligned} l &= 10 \quad 50 \quad 100 \quad 150 \text{ Meter,} \\ N_1 &= 0,57 \quad 0,36 \quad 0,22 \quad 0,13 \cdot K, \\ N_0 &= 0,63 \quad 0,90 \quad 0,73 \quad 0,65 \cdot K, \end{aligned}$$

so dass hier an den Enden keine unzulässige Spannung entsteht, während in der Mitte die Beanspruchung um 57 bis 13 Procent erhöht wird. Wir sehen also auch hier wieder, dass eine Festhaltung der Enden ungemein schädlich wirkt.

Können sich die Enden frei bewegen, so ist überhaupt die grösstmögliche Horizontalkraft und die hierdurch erzeugte Spannung durch den vorigen §. (Formel 6) bestimmt, wonach bei einem Reibungscoefficienten von 0,2 die grösste Horizontalkraft $0,1 q l$ und die grösste Aenderung der Spannung in der Mitte $0,08 K$ wird.

§. 159. Einfluss der Belastung bei continuirlichen Parallelträgern. Ist der Neigungswinkel der Tangente der elastischen Linie an dem festgehaltenen Punkte A_0 des Untergurtes τ_0 und an einer beliebigen anderen Stütze $A_1 = \tau_1$, so ist die Verschiebung A_1 an der letzteren, unter der Annahme, dass die neutrale Linie ihre Länge nicht ändert,

$$22. \quad A_1 = \frac{1}{2} h (\tan \tau_0 + \tan \tau_1).$$

Am grössten wird A_1 , wenn nur die beiden an den Stützen A_0, A_1 grenzenden, innerhalb derselben liegenden Felder $A_0 B_0, A_1 B_1$ belastet sind (falls zwischen A_0 und A_1 nicht mehr als 4 Felder liegen) und wenn die ausserhalb $A_0 A_1$ liegenden Felder abwechselnd belastet sind.

Die Neigung der Axe an den Stützpunkten ist nach der Theorie der continuirlichen Träger leicht zu bestimmen (siehe den theoretischen Theil); wir führen hier nur die Resultate an. An einer Stütze wird in einem Felde diese Neigung am grössten, wenn dieses Feld total belastet ist, die angrenzenden Felder nicht und die übrigen abwechselnd belastet sind. Allgemein kann man die grösste Neigung der Tangente in einem Felde von der Länge l durch die zufällige Last p pro Längeneinheit setzen:

$$\tan \tau = C \frac{p l^3}{E W} = C \frac{2 p l^3}{E f h^2}$$

und hiernach, wenn l_1 und l_2 die Längen der Felder $A_0 B_0$ und $A_1 B_1$, C_1 und C_2 die betreffenden Coefficienten bedeuten:

$$23. \quad A_1 = \frac{2p}{Efh} (C_1 l_1^3 + C_2 l_2^3).$$

Unter Annahme eines constanten Querschnittes ergeben sich folgende Regeln:

1. Träger mit zwei Feldern. Ist ein Feld belastet, so wird:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Endstütze: } C = \frac{1}{32} = 0,0313, \\ \text{Mittelstütze: } C = \frac{1}{48} = 0,0208, \end{array} \right.$$

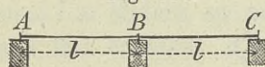
Sind beide Felder belastet, so wird:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Endstütze: } C = \frac{1}{48} = 0,0208, \\ \text{Mittelstütze: } C = 0. \end{array} \right.$$

Ist wie gewöhnlich der Träger an der Mittelstütze festgehalten, so ist für die Verschiebung an der Endstütze (Belastung eines Feldes): $A_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{32} + \frac{1}{48} \right) \frac{p l h^3}{E W}$, d. i.

$$24. \quad A_1 = \frac{5}{192} \frac{p l^3 h}{E W} = 0,0521 \frac{p l^3}{E f h}.$$

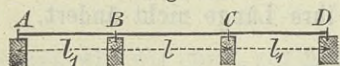
Fig. 330.



Ist der Träger an einer Endstütze festgehalten, so ist A_1 für die Mittelstütze B (bei Belastung des Feldes A B (Fig. 330) gleich dem eben aufgestellten Ausdrücke und für die Endstütze C (Belastung beider Felder)

$$25. \quad A_1 = \frac{1}{48} \frac{p l^3 h}{E W} = 0,0417 \frac{p l^3}{E f h}.$$

Fig. 331.



2. Träger mit drei Feldern mit den Längen l_1, l, l_1 . a) Festhaltung eines Endes A (Fig. 331). Die Verrückung an der zweiten Stütze B wird bei Belastung der beiden äusseren Felder am grössten, und zwar

$$26. \quad A_1 = \frac{6l + l_1}{48(3l + 2l_1)} \frac{p l_1^3 h}{E W} = 0,058 \frac{p l_1^3}{E f h} \text{ bis } 0,061 \frac{p l^3}{E f h}.$$

Die Verrückung an der dritten Stütze C wird am grössten, wenn die Felder A B und A C belastet sind, und zwar ist

$$27. \quad A_1 = \frac{p l_1 (l^4 + 2 l^3 l_1 + 3 l^2 l_1^2 + 4 l l_1^3 + 2 l_1^4)}{28 E W (l + 2 l_1) (3 l + 2 l_1)} \\ = 0,057 \frac{p l_1^4}{E f h} \text{ bis } 0,066 \frac{p l_1^4}{E f h}.$$

Die Verrückung an der vierten Stütze D wird am grössten, wenn wiederum die äusseren Felder belastet sind, und zwar ist

$$28. \quad A_1 = \frac{p (3l + l_1) l_1^3 h}{24 E W (3l + 2l_1)} = 0,066 \frac{p l_1^3}{E f h} \text{ bis } 0,068 \frac{p l_1^3}{E f h}.$$

b) Festhaltung der zweiten Stütze B. Die Verrückung des Endes A ist ebenso gross, wie die Verrückung von B, falls A festgehalten

ist, also durch Formel 26 bestimmt. Die Verrückung der Stütze C wird ein Maximum bei Belastung des mittleren Feldes, und zwar ist

$$29. \quad A_1 = \frac{p l_1^3 h}{12 E W (3 l + 2 l_1)} = 0,030 \frac{p l^3}{E f h} \text{ bis } 0,034 \frac{p l^3}{E f h}.$$

Die Verrückung an der Stütze D endlich wird zum Maximum bei Belastung der Felder BC und CD ; sie ist ebenso gross, als die Verrückung von C , wenn A festgehalten ist, ist also durch Formel 27 bestimmt.

3. Träger mit vier Feldern

Fig. 332.

mit den Längen l_1, l, l, l_1 . a) Festhaltung eines Endes A



(Fig. 332). Die Verrückung an der nächsten Stütze B wird zum Maximum bei Belastung des ersten und dritten Feldes, und zwar wird

$$30. \quad A_1 = \frac{p (8 l_1^4 + 35 l l_1^3 + 24 l^2 l_1^2 + 6 l^3 l_1 + 3 l^4) l h}{192 E W (l + l_1) (3 l + 4 l_1)} \\ = 0,057 \frac{p l_1^4}{E f h} \text{ bis } 0,063 \frac{p l_1^4}{E f h}.$$

Die Verrückung an der dritten Stütze C wird zum Maximum bei Belastung des I., II. und IV. Feldes, und zwar ist

$$31. \quad A_1 = \frac{p (8 l_1^5 + 16 l l_1^4 + 8 l^2 l_1^3 + 6 l^3 l_1^2 + 11 l^4 l_1 + 5 l^5) h}{192 E W (l + l_1) (3 l + 4 l_1)} \\ = 0,030 \frac{p l^3}{E f h} \text{ bis } 0,040 \frac{p l^3}{E f h}.$$

Die Verrückung an der vierten Stütze D wird zum Maximum bei Belastung des I. und III. Feldes und zwar ist

$$32. \quad A_1 = \frac{p (16 l_1^5 + 44 l l_1^4 + 24 l^2 l_1^3 + 18 l^3 l_1^2 + 15 l^4 l_1) h}{384 E W (l + l_1) (3 l + 4 l_1)} \\ = 0,044 \frac{p l_1^5}{E f h} \text{ bis } 0,052 \frac{p l_1^5}{E f h}.$$

Die Verrückung an der fünften Stütze E endlich wird zum Maximum bei Belastung der beiden äusseren Felder und zwar ist

$$33. \quad A_1 = \frac{p l_1^3 (3 l + 2 l) h}{24 E W (3 l + 4 l_1)} = 0,060 \frac{p l_1^3}{E f h} \text{ bis } 0,061 \frac{p l_1^3}{E f h}.$$

b) Festhaltung an der Mittelstütze C . Die Verrückung an der ersten Stütze A wird zum Maximum bei Belastung des I., II. und IV. Feldes und ist durch die Formel 31 bestimmt, da sie offenbar ebenso gross ist, als die Verrückung von C , wenn A festgehalten ist. Die Verrückung an der zweiten Stütze B wird zum Maximum, wenn das II. und IV. Feld belastet sind und ist

$$34. \quad A_1 = \frac{p (3 l^4 + 29 l^3 l_1 + 26 l^2 l_1^2 + 3 l l_1^3 + 6 l_1^4) l h}{384 E W (l + l_1) (3 l + 4 l_1)} \\ = 0,022 \frac{p l^3}{E f h} \text{ bis } 0,025 \frac{p l^3}{E f h}.$$

Auf eine Festhaltung an der zweiten Stütze brauchen wir nicht einzugehen, da dieselbe keinen praktischen Werth hat.

Bei diesen Regeln ist, wie schon bemerkt, ein constanter Querschnitt vorausgesetzt; jedoch gelten dieselben auch bei einem veränderlichen Querschnitte mit höchstens 10 Procent Abweichung, wenn man für f einen mittleren Querschnitt einführt.

§. 160. Einfluss der Belastung bei einem Parabelträger.

1. Ein Gurt ist gerade. Ein Parabelträger mit einem geraden Gurte kann als ein Bogenträger angesehen werden, dessen Axe durch die Mitte der einzelnen Höhen des Trägers geht. Die Gleichung dieser Axe ist, die Scheiteltangente als Axe der x und den Scheitel selbst als Anfang der x angenommen, $y = \frac{2h}{l^2}x^2$. Annähernd kann man als Bogendifferenzial $ds = dx$ setzen. Daher wird, wenn $\Delta\varphi$ den Winkel, um welchen sich ein Querschnitt dreht und M das betreffende Moment bedeutet (siehe Winkler's Lehre von der Elasticität und Festigkeit, §. 289, Formel 26),

$$\Delta\varphi = \frac{1}{E} \int \frac{M}{W} dx,$$

oder, weil hier $\frac{M}{W}$ constant, nämlich $= \frac{pl^2}{4fh^2}$ ist,

$$\Delta\varphi = \frac{pl^2x}{4Efh^2}.$$

Die horizontale Verschiebung Δx eines beliebigen Punktes ist nur ebendasselbst §. 290, Formel 29);

$$\Delta x = \int \Delta\varphi dy = \frac{4h}{l^2} \int \Delta\varphi x dx = \frac{p}{Efh} \int x^2 dx = \frac{p(x^3 + C)}{3Efh}.$$

Wird das eine Ende festgehalten, so muss für $x = -\frac{l}{2}$ die Verschiebung $\Delta x = 0$ und für $x = +\frac{l}{2}$ die Verschiebung Δx gleich der von uns mit Δ_1 bezeichneten Endverschiebung werden. Dies giebt:

$$35. \quad \Delta_1 = \frac{pl^3}{12Efh} = \frac{2Kpl}{3Eq},$$

wobei in der zweiten Formel $f = \frac{q l^2}{8Kh}$ gesetzt worden ist. Dies giebt

$l = 10$	$Met.$	$p = 6,8$	$q = 8,0$	$K = 0,67$	$\Delta_1 = 0,187$	$l = 1,9$	$Millim.$
" = 50	"	" = 4,8	" = 7,6	" = 0,75	" = 0,155	l = 7,8	"
" = 100	"	" = 3,9	" = 9,7	" = 0,78	" = 0,103	l = 10,3	"
" = 150	"	" = 3,5	" = 14,0	" = 0,78	" = 0,064	l = 9,6	"

Hiernach sind die Verschiebungen nahezu dieselben, wie bei einfachen Parallelträgern; im Allgemeinen sind sie ein wenig kleiner. Allgemein lässt sich hiernach setzen:

$$36. \quad \Delta_1 = 0,197 l - 0,00097 l^2 \text{ Millimeter.}$$

Sind die Enden absolut fest gelagert, so ist die entstehende Horizontalkraft

$$37. \quad H = E f \frac{A_1}{l} = \frac{p l^2}{12 h}$$

Für $l = 8 h$ wird demnach

$$38. \quad H = \frac{2}{3} p l,$$

wonach sich h fast ebenso gross ergibt, als für einen einfachen Parallelträger. Die hierdurch im Untergurte erzeugte Spannung ist $N = \frac{H}{f} = \frac{2}{3} p l \cdot \frac{8 K h}{q l^2}$ oder

$$39. \quad N = \frac{16 p h}{3 q l} K.$$

Hiernach wird für $l = 8 h$ und für

$$\begin{array}{cccc} l = 10 & 50 & 100 & 150 \text{ Meter} \\ N = 0,57 & 0,42 & 0,26 & 0,17 \cdot K. \end{array}$$

Ist ein Gleiten eines Endes möglich, so ist die bei einer Belastung grösstmögliche Horizontalkraft und entsprechende Spannung dieselbe, wie sie im §. 157 durch Formel 6 bestimmt wurde. Ein Bedürfniss zur Verminderung der Reibung ist demnach auch hier vorhanden.

2. Fischträger. Wenn beide Gurte symmetrisch gekrümmt sind, so dass die Schwerpunktlinie eine Gerade wird, so tritt eine Verschiebung der Enden durch die Belastung nicht ein, da sich die Länge der neutralen Linie nicht ändert. Es verbleibt somit hier nur eine Verschiebung in Folge von Temperaturveränderungen. Ueber die hierdurch entstehenden Vortheile wurde bereits in §. 8 gesprochen.

§. 161. Wahl zwischen Gleit- und Rollen-Lagern. Die bisher angestellten Untersuchungen haben für den Fall, dass man Gleitlager anwendet, ergeben:

1. dass die auf das Lager wirkende Kraft in Folge einer Temperaturveränderung bei kleinen Spannweiten wesentlich kleiner ist, als bei grossen;

2. dass die Erhöhung der Beanspruchung durch diese Kraft bei allen Spannweiten nahe gleich gross ist;

3. dass die Verschiebung der Enden in Folge von Temperaturveränderungen und in Folge der Durchbiegung der Träger bei grossen Spannweiten grösser ist, als bei kleinen.

Hieraus sowohl, als aus den gemachten Erfahrungen geht insbesondere mit Rücksicht auf die Erhaltung der richtigen Lage der Lager sowie die Schonung des Mauerwerkes hervor, dass bei grossen Spannweiten Rollen-Lager den Vorzug verdienen, während bei kleinen Spannweiten Gleitlager genügen.

Eine bestimmte Grenze für die Anwendung beider Lagerarten anzugeben, ist sehr schwierig und auch durch die Erfahrung noch nicht

genügend festgestellt. Man hat Gleitlager bis zu Spannweiten von etwa 80 Meter angewendet, während man aber auch schon Rollenlager für Spannweiten von 23 Meter findet. Eine Spannweite von ungefähr 30 Meter dürfte vielleicht die richtige Grenze sein.

Fast allgemein construirt man ein Lager eines festen Trägers als festes Lager. Bei continuirlichen Trägern legt man dieses möglichst in die Mitte, um die Verschiebung der Enden möglichst gering zu machen; bei Trägern mit zwei und vier Feldern würde also das feste Lager am Mittelpfeiler, bei Trägern mit drei Feldern an einem der beiden Mittelpfeiler anzuordnen sein. Nur bei ansteigenden Trägern ordnet man das feste Lager am besten an dem am tiefsten liegenden Ende an, da hier ein Horizontaldruck entsteht, welcher einem sich gegen die Erde stützenden und gewöhnlich auch niedrigeren Pfeiler eher zugemuthet werden kann, als einem Mittelpfeiler.

Zuweilen hat man alle Lager als bewegliche Lager construirt, was indess weniger empfohlen zu werden verdient.

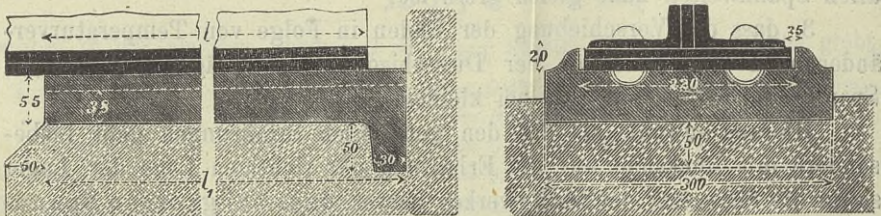
Bei Anwendung von hohen eisernen Pfeilern hat man wohl auch feste Lager angewendet, indem man auf die Elasticität der Pfeiler rechnete. Näher hierauf können wir erst im Abschnitte über „Pfeiler“ eingehen.

II. Kapitel.

Feste Flächenlager und Gleitlager.

§. 162. **Gewöhnliche Construction.** Bei den meisten Brücken bietet der Untergurt eine ebene Unterfläche. In diesem Falle legt man fast immer unter den Träger eine gusseiserne Lagerplatte (franz. *la plate*

Fig. 333.



Normalien der österr. Südbahn. — 1/4 n. Gr.

d' appui, engl. *the bed-plate*.) Gewöhnlich giebt man derselben oben zwei Längsrippen, welche von den Gurten um etwa 1,0 bis 2,5^{mm} abstehen, um eine gegenseitige seitliche Verrückung der Lager und Träger zu ver-

hindern. Diese Rippen können niedrig und schmal gehalten werden. Wenn die innere Rippe zur Anbringung der Querconstructionen, wie der Querträger und Windstreben, im Wege ist, so kann dieselbe ganz oder zum Theile weggelassen werden.

Für die Nietköpfe werden entweder einzelne Löcher (Fig. 334) oder Rinnen (Fig. 333) ausgespart; das letztere ist die einfachere Anordnung, da es hier nicht nöthig ist, auf die gegenseitige Entfernung Rücksicht zu nehmen. Jedoch wendet man zuweilen die erstere Anordnung an, um hierdurch eine gegenseitige Längsverschiebung des Lagers und des Trägers zu verhindern. Meist hat man indess die Reibung als genügend zur Verhinderung dieser Verschiebung erachtet.

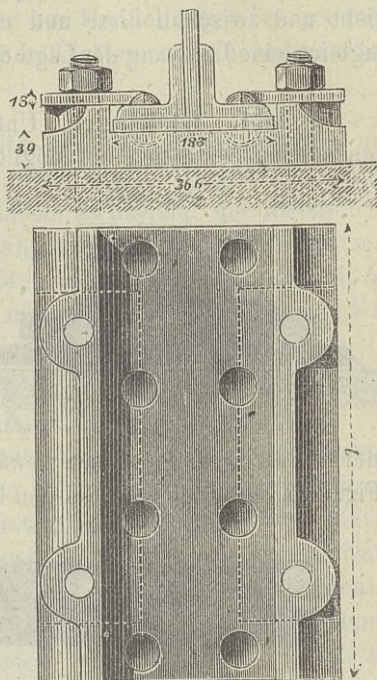
Häufig nietet man auch unter den Gurt eine Blechplatte mit versenkten Nietköpfen oder schraubt an den Gurt eine gusseiserne Platte, welche auf der Unterlagsplatte ruht; wir nennen diese Platte die Zwischenplatte.

Da es sich hier fast immer um schmale Gurte handelt, so lässt man die untere Gurtfläche meist in ihrer vollen Breite (mit Ausnahme der für die Nietrinnen abgehenden Breite) auf der genau gehobelten Fläche der Lagerplatte aufrufen.

§. 163. Verbindung des Gurtes mit der Lagerplatte. Mehrfach hat man früher die Träger an sämtlichen Lagern fest mit der Lagerplatte verbunden. Oft wendete man hierzu Schrauben an; bei der österr. Staatsbahn kamen Keile in Anwendung, welche zwischen die Seitenrippen des Lagers und den Gurt getrieben und ausserdem durch Schrauben angezogen wurden (Fig. 350). Derartige feste Verbindungen haben sich aber nicht bewährt, da die Platte und die Steine durch die Verschiebungen der Trägerenden gelockert werden, was auch mit den Resultaten der im vorigen Kapitel geführten Untersuchungen im Einklange ist.

Jetzt hält man den Träger zuweilen an keinem Lager fest, indem man, wie schon bemerkt, die Reibung als genügend zur Verhinderung der Verschiebung hält. Es ist indess doch zweckmässig, einer durch die Erschütterungen dennoch möglichen Verschiebung eine Grenze zu setzen, indem man an den Endpfeilern die Lagerplatten an der hinteren Seite

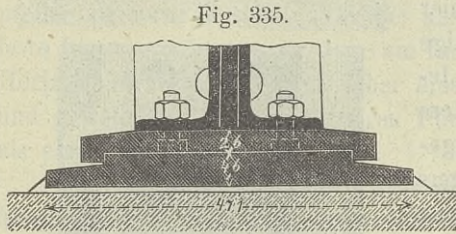
Fig. 334.



Rheinische Eisenbahn. — 10 n. Gr.

oberhalb mit Rippen versehen (etwa von der Höhe der Seitenrippen, Fig. 344). Man kann aber auch für jeden Träger ein absolut festes Lager anordnen, z. B. indem man der Unterlagsplatte neben der Zwischenplatte Querrippen giebt und zwischen diese und die Zwischenplatte Keile treibt, wodurch zugleich eine Justirung der Lage des Trägers möglich wird (Fig. 323, S. 226).

§. 164. Gleitlager. Unter Gleitlagern versteht man gewöhnlich solche, bei denen die Möglichkeit eines Gleitens in der Längsrichtung

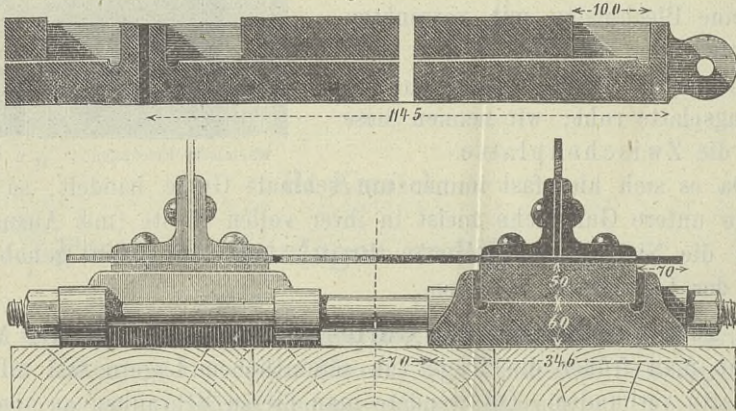


Kleine Brücke von Schwedler. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

möglichst befördert ist und zwar dadurch, dass die Unterlagsplatte und die jedenfalls hier nothwendige Zwischenplatte genau gehobelt sind. Die Zwischenplatte wird entweder von Schmiedeeisen gewählt und dann mit dem Gurte durch Niete mit versenkten Köpfen verbunden.

oder sie wird von Gusseisen gewählt und alsdann gewöhnlich angeschraubt (Fig. 335, 349 und 353). Bei den kleineren Brücken, für welche Schwedler

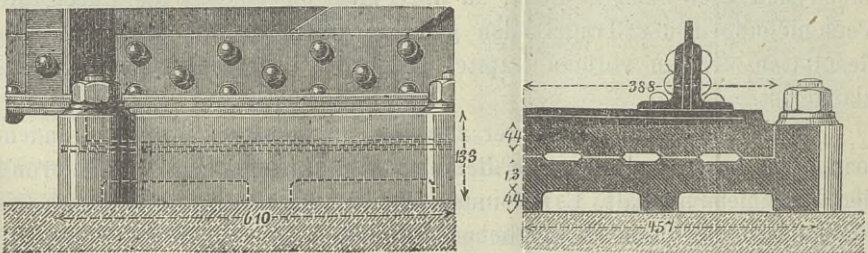
Fig. 336.



Seine-Brücke bei Asnières (Flachat). — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

die im vorigen §. erwähnten festen Lager (Fig. 323) anwendet, fallen beim anderen Lager die erwähnten Querrippen weg; dagegen erhält die Zwischen-

Fig. 337.



Brücke von Carlos-Gomes. — $\frac{1}{12}$ n. Gr.

platte Seitenrippen (Fig. 335), welche ein seitliches Verschieben verhindern, wohl aber eine Längsverschiebung gestatten. Man lässt hierbei auch wohl Zwischenräume, um eine flüssige Schmiere einbringen zu können (Fig. 336). Bei breiten Platten ist es zur Herstellung eines genauen Anschlusses zweckmässig, wenn sich beide Platten nur in sogenannten Arbeitsleisten berühren (Fig. 337).

§. 165. **Dimensionen.** Die Breite der Platten wählt man um etwas grösser, als die Breite des Gurtes. Ein grosser Unterschied würde für die Druckvertheilung keinen Werth haben, da alsdann die überstehenden Ränder nicht die zur Druckvertheilung nöthige Festigkeit besitzen. Bezeichnet man die Breite der Lagerplatten mit b , die der Gurte mit b_1 , so findet man bei ausgeführten Brücken mit einfachen Gurten $b = 1,3 b_1$ bis $1,9 b_1$. Man kann etwa annehmen:

$$40. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{einfache Gurte: } b = 1,50 b_1, \\ \text{Doppelgurte: } b = 1,25 b_1. \end{array} \right.$$

Bei Trägern aus I-Eisen kann man die Breite b etwa zu $1,75 b_1$ annehmen.

Es erscheint zweckmässig, bei weniger harten Lagersteinen etwas breiter zu gehen, während man bei sehr festen Steinen noch etwas weiter herabgehen kann. Zuweilen macht man einen Unterschied bei verschiedenen Spannweiten; so findet man z. B. bei den Normalien der österr. Südbahn bei kleinen Spannweiten ($l = 3$ bis 13^m): $b = 1,36 b_1$, bei mittleren ($l = 15$ bis 30^m): $b = 1,42 b_1$, bei grösseren ($l = 35$ bis 50^m): $b = 1,71 b_1$.

Die Länge des Lagers ist nun hauptsächlich durch die Bedingung bestimmt, dass der Stützendruck auf eine genügende Fläche des Mauerwerkes vertheilt wird. Der zulässige Druck pro Flächeneinheit ist natürlich um so grösser, je fester das Steinmaterial ist. Man findet ihn aber auch bei gleichem Steinmaterial bei ausgeführten Brücken ausserordentlich verschieden.

Man findet diesen Druck bei Spannweiten bis zu 50^m zwischen 4 und 27 Kilgr. pro \square^{cm} , bei Spannweiten über 50^m zwischen 5 und 34 Tonnen pro \square^{cm} . Jedenfalls kann man den Druck bei grossen Spannweiten der schwächeren Erschütterungen wegen etwas grösser annehmen, als bei kleinen.

Bei den oben angegebenen Breiten der Lagerplatten kann man als Länge λ der Lagerplatte bei der Spannweite von l Meter etwa annehmen:

$$41. \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{Einfache Träger:} & \lambda = 0,32 + 0,007 l \text{ Meter,} \\ \text{Continuirl. Träger, Ende:} & \lambda = 0,27 + 0,006 l \text{ " } \\ \text{" " Mitte:} & \lambda = 0,45 + 0,010 l \text{ " } \end{array} \right.$$

Bei zweigeleisigen Brücken (2 Träger für 2 Geleise) ergibt sich hiernach die Länge nicht grösser, als für eingleisige (2 Träger für 1 Geleis), obwohl hier der Druck grösser ist; es ist indess zu beachten, dass hier auch die Lagerplatten etwas breiter werden und auch die Erschütterungen der stärkeren Träger wegen schwächer ausfallen.

Bei den älteren Brücken findet man die Länge der Platten fast stets wesentlich grösser. Jedoch haben solche lange Lager keinen Nutzen, da bei einer Durchbiegung der Träger durch die Belastung doch immer nur der der freien Oeffnung zugekehrte Theil den Druck aufzunehmen hat, so dass der Druck pro Flächeneinheit bei langen und kurzen Platten fast gleich gross ausfällt. Kürzere Platten aber bieten den Vortheil, dass die Trägerlänge kürzer ausfällt und der Angriffspunkt des Stützendruckes eine bestimmtere Lage erhält.

Die Dicke δ der Lagerplatte unter dem Gurte kann man ungefähr wählen

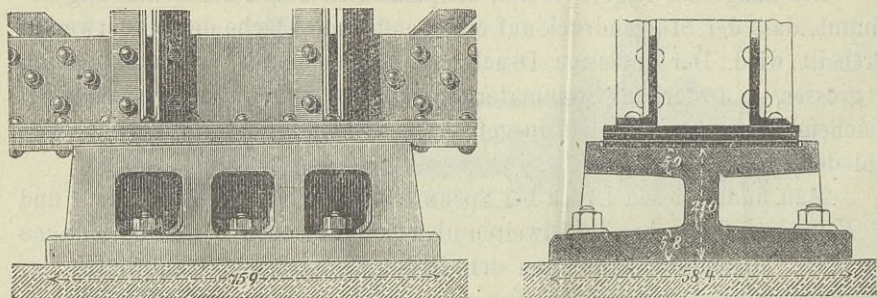
$$42. \quad \delta = 40 + 0,9 l \text{ Millim.},$$

wobei l in Metern zu nehmen. Die Platte ergibt sich hiernach zu $0,11$ bis $0,23$, im Mittel zu $0,14$ der Breite derselben. Am Rande kann die Platte etwas schwächer gehalten werden (Fig. 344 und 346). Die Seitenrippen können die Höhe $0,3 \delta$ bis $0,4 \delta$ erhalten.

Die Zwischenplatte erhält, wenn sie von Schmiedeeisen ist, etwa die Dicke $0,33 \delta$, wenn sie von Gusseisen ist, etwa die Dicke $0,67 \delta$.

§. 166. Hohe Lager. Wenn feste Plattenlager in Verbindung mit Rollenlagern angewendet werden, so erhalten die letzteren natürlich eine grössere Höhe, als die ersteren. Es ist zwar leicht möglich, diesen Höhenunterschied durch eine entsprechende Höhe der Steinschichten auszugleichen. Man hat aber auch zuweilen vorgezogen, die oberen Mauerflächen

Fig. 338.



Isarbrücke bei Plattling. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

gleich hoch anzuordnen und dafür ein hohes festes Lager anzuwenden. Dasselbe wird, wie das in Fig. 338 dargestellte Beispiel zeigt, am besten aus zwei Platten bestehen, welche durch eine Längsrippe oder einen Steg und durch Querrippen mit einander verbunden sind. Indess sind derartige Lager selten in Anwendung gekommen.

§. 167. Lager für unebene Gurte. Bei Anwendung eines kreuzförmigen Gurtquerschnittes kann man entweder 1. am Lager die untere Rippe beseitigen (Flackenseebrücke, vergl. Fig. 355) oder 2. man kann das Lager entsprechend gestalten (vergl. Fig. 340) oder endlich 3. man

kann durch Futterstücke eine ebene untere Fläche herstellen (Brücke über die Eipel und Gran, Fig. 339). Die zweite Anordnung dürfte wohl als die einfachste vorzuziehen sein.

In einem ähnlichen Falle befinden sich die mehrfach angewendeten Träger aus Eisenbahnschienen, deren untere Schiene eine verkehrte Lage hat. Man hat hier zuweilen Lager angewendet, welche ganz die Form der Schienenstühle für Stuhlschienen haben und auch die Befestigung der Träger ist wie dort, durch Holzkeile erfolgt (Thüring'sche Eisenbahn). Meist aber hat man besonders geformte Lager angewendet und zwar entweder 1. aus

Fig. 339.

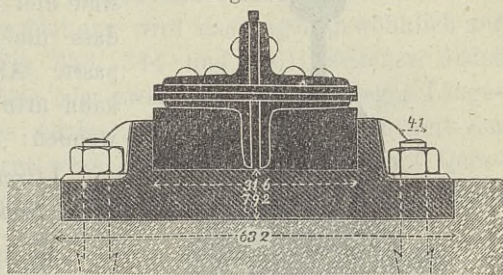
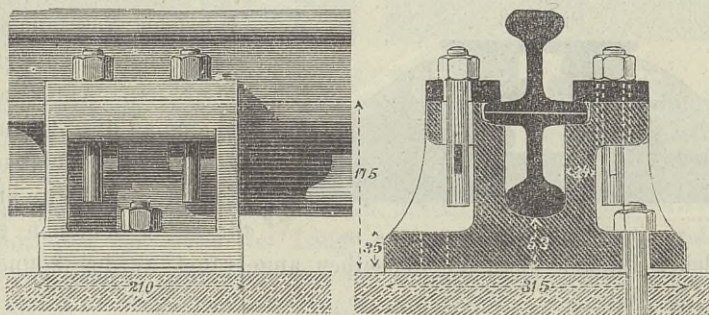
Brücken über die Eipel und Gran in Ungarn (Kuppert).
1/2 n. Gr.

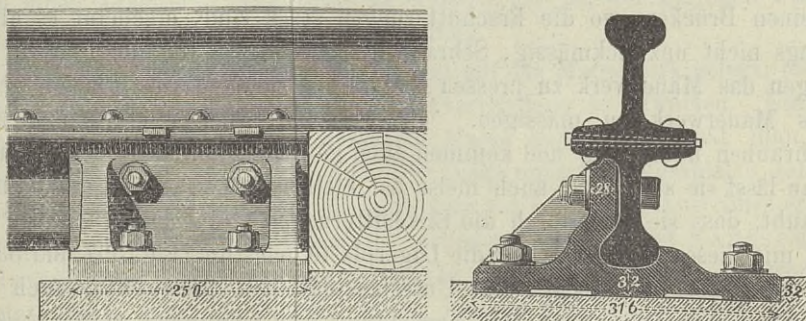
Fig. 340.



Oesterr. Kronprinz Rudolfbahn. — 1/2 n. Gr.

dem Ganzen gegossene Lager, bei denen sowohl der Kopf der Schiene, als der Fuss derselben aufruhet (Fig. 340), oder 2. Lager mit einem einseitigen

Fig. 341.

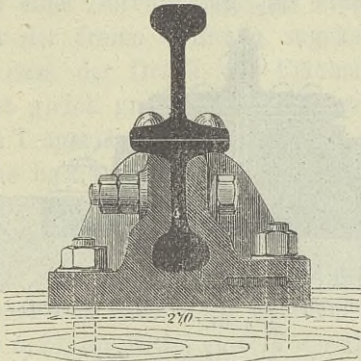


Oesterr. Staatsbahn. — 1/2 n. Gr.

Backen (Fig. 341), ähnlich den Gleitstühlen der Wechsel, oder 3. aus zwei Theilen bestehende Lager, welche durch Schrauben fest an die Schiene angepresst werden können (Fig. 342), oder 4. man lagert nur

den Schienenkopf auf eine Platte und hält die Schienen seitlich durch zwei Winkel fest. Die erste Anordnung dürfte wohl, als die einfachere

Fig. 342.



Crenz-Cüstrin-Frankfurter Bahn. — $\frac{1}{8}$ n. Gr.

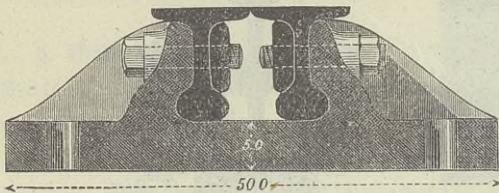
und billigere, den Vorzug verdienen. Nur sind hier die Lagerflächen so auszuhobeln, dass die Schiene genau in das Lager passt. Als Dimensionen für diese Lager kann man etwa bei der Schienenhöhe h anwenden:

43. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Breite} = 2,5 h, \text{ Länge} = 2,0 h, \\ \text{Dicke unter dem Kopfe} = 0,4 h. \end{array} \right.$

In speciellen Fällen sind auch noch andere Lager für Schienenträger in Anwendung gekommen. So z. B. zeigt Fig. 343

ein Lager für zwei unmittelbar nebeneinander liegende Schienen; die innerhalb beider Schienen liegenden Läschen enthalten hier die Muttern der beiden horizontalen Schrauben; ein durchgehender Schraubenbolzen

Fig. 343.



Hessische Ludwigsbahn (Heinzerling). — $\frac{1}{8}$ n. Gr.

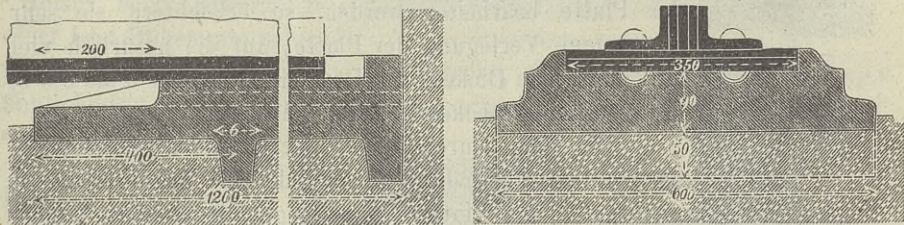
ein für beide Schienen gemeinschaftlicher Backen zwischen denselben angeordnet werden können.

§. 168. Verbindung der Lager mit dem Mauerwerke. Die Platte wird mit dem Mauerwerke entweder durch Schrauben verbunden oder nicht. Die Schrauben sind meist sogenannte Klauenschrauben, welche in das Mauerwerk eingelassen sind (siehe „Constructionselemente“). Bei kleinen Brücken, wo die Erschütterungen stark sind, erscheint es allerdings nicht unzweckmässig, Schrauben anzuwenden, um die Platten fest gegen das Mauerwerk zu pressen und so das Schlagen der Platten gegen das Mauerwerk zu mässigen. Bei grossen Brücken erscheinen aber Schrauben überflüssig und kommen auch gewöhnlich nicht in Anwendung; man lässt sie aber jetzt auch meist bei kleinen Brücken weg, indem man glaubt, dass sie hier durch die Erschütterungen leicht locker werden. Oft ist mit diesen Schrauben nur die Lagerplatte befestigt (Fig. 337 und 338); zuweilen aber überdecken die Unterlagsplättchen gleichzeitig auch die Gurtflanschen (Fig. 334). Bei Anwendung von Schrauben ist die Anzahl derselben gewöhnlich 4, seltener 2 oder 6. Die Dicke der Schrauben d ist bei der Dicke δ der Platte etwa anzunehmen zu:

$$d = 0,66 \delta.$$

Gegen seitliche und Längsverschiebung schützen die Schrauben nur wenig. Daher ist es zweckmässig, diese Verschiebungen durch Einlassen der Platte in das Mauerwerk oder durch Rippen, welche in das Mauerwerk eingreifen, zu verhindern. Die Rippen findet man sehr verschieden angeordnet. Gegen seitliche Verschiebung wird das Lager gewöhnlich auf $0,25 \delta$ bis $0,5 \delta$ eingelassen (Fig. 333, 344 und 346); seltener findet man eine Längsrippe in der Mitte oder zwei Seitenrippen. Gegen Längsverschiebung nützt ein Einlassen weniger, weil das Lager nicht weit von der vorderen Mauerkante entfernt wird; man findet daher meist Querrippen. Bei kleineren Lagern genügt eine Querrippe, die man am besten am

Fig. 344.

Normalien der Südbahn (Pressel). — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

hinteren Ende anbringt (Fig. 333), weil die Steine um so weniger leicht verschoben werden, je weiter der Angriffspunkt der Schubkraft zurückgerückt wird. Bei längeren Lagern kann man aber zwei Querrippen anwenden (Fig. 344), bei Endlagern am besten die eine am hinteren Ende, die andere in der Mitte der Länge, obwohl man vielfach andere Anordnungen findet. Man kann bei der Plattendicke δ etwa annehmen als

$$44. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Höhe der Rippen} \dots \dots \dots = 0,8 \delta \\ \text{Mittlere Dicke derselben} \dots \dots \dots = 0,6 \delta \end{array} \right.$$

Die Unterlagsplatten lässt man am besten mit ihrer vollen Fläche aufrufen; sie nur mit einzelnen Rippen aufrufen zu lassen (Fig. 353), um einen präziseren Anschluss zu erzielen, ist bei der geringen Festigkeit des Steinmaterials nicht zweckmässig.

Die Platten werden zuweilen direct auf das Mauerwerk gelegt, jedoch ist alsdann keine gleichmässige Druckvertheilung zu erwarten. Um die letztere in möglichst vollkommenem Masse herzustellen, hat man zuweilen eine Bleiplatte von 4 bis 7^{mm} Dicke unter die Gussplatte gelegt; indessen dürfte auch hierdurch noch kein vollkommener Anschluss erzielt werden, obwohl derselbe jedenfalls verbessert wird. Selbst Kautschukplatten oder Tafeln von Asphaltfilz sind hierzu verwendet worden. Jetzt pflegt man die Platten meist in Cement zu verlegen, der in einer Dicke von 10 bis 15^{mm} anzuwenden ist. Zwischen die Lagerplatte und den Gurt (mit versenkten Nieten) hat man zur gleichmässigen Druckvertheilung zuweilen ebenfalls eine Bleiplatte gelegt. Weitere

Mittel zur gleichmässigen Druckvertheilung werden wir im V. Kapitel kennen lernen.

Häufig fixirt man grössere Platten durch drei, meist aber durch vier Stifte, Dorne oder Dübel, welche in das Mauerwerk eingelassen und mit Blei oder Eisenkitt vergossen sind; für diese Dübel sind entweder volle Löcher in der Platte ausgespart oder sie greifen nur zur Hälfte in die Platte ein (Fig. 345).

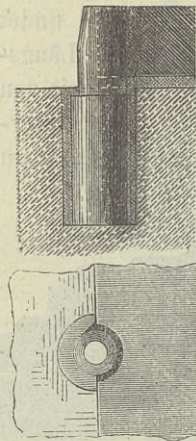
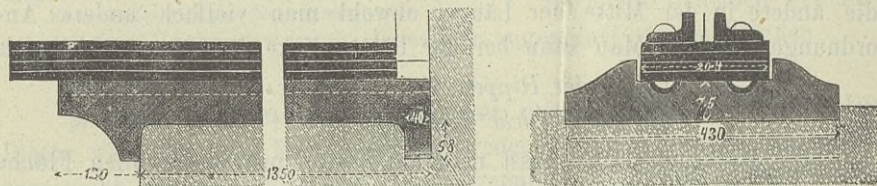


Fig. 345. Die Dübel verhindern eine Längs- und Seitenverschiebung, so dass sie wohl auch an Stelle der unteren Rippen angewendet wurden. Wenn sie an der oberen Fläche genau in der beabsichtigten Höhenlage der oberen Fläche der Platte bearbeitet werden, so erleichtern sie sehr die genaue Verlegung der Platte, auf die natürlich viel ankommt. Die Dicke d der Dorne ist etwa $0,4 \delta$ bis $0,6 \delta$, die im Steine steckende Länge etwa $5 d$ anzunehmen.

Bei einer Durchbiegung der Träger wird besonders der vordere Theil der Platten gedrückt; daher erscheint es rathsam, die Platten etwas gegen die vordere Mauerkante zurück zu rücken, um ein Zerdrücken des Materiales an dieser Kante zu verhüten. Man kann als Abstand a der Platte von der vorderen Mauerkante bei der Länge λ der Platte etwa annehmen:

$$45. \quad a = 0,1 \text{ bis } 0,2 \lambda.$$

Fig. 346.



Kleine Brücken der schweizerischen Centralbahn (Etzel). — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Ganz unzweckmässig erscheint es, die Platte noch über die Mauer vorstehen zu lassen (Fig. 346).

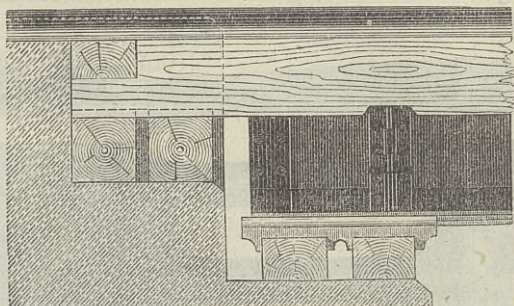
Ueber die Anordnung des Mauerwerkes selbst sprechen wir im Abschnitte über „Pfeiler“.

§. 169. Elastische Auflager. Es ist jetzt zwar fast allgemein üblich, die Lagerplatten direct auf das Mauerwerk (die dünne Zwischenschicht ausgenommen) zu legen; vielfach hat man aber die Lagerplatten auf Holzschwellen gelegt, welche senkrecht zur Brückenaxe auf dem Mauerwerke liegen (Fig. 347), theils um den Druck auf eine grössere Fläche des Mauerwerkes zu vertheilen, hauptsächlich aber, um die Stösse beim Uebergange der Wagen, von der Strecke auf die Brücke und umgekehrt zu mässigen. Besonders üblich waren diese Schwellen bei kleineren

Brücken. Zuweilen liegen auch die Schwellen nicht direct auf dem Mauerwerke, sondern es sind zwischen beide Theile Gussplatten eingeschaltet (Fig. 348), um das Wasser vom Holze abzuhalten und eine exactere Auflagerung zu erzielen. Es lässt sich zwar nicht läugnen, dass das Holz die Stösse zu mässigen im Stande ist, anderntheils aber bilden sich durch die Zusammendrückung des Holzes beim Uebergange einer Last Höhenunterschiede in der Bahn der Brücke und der Strecke, welche die Stösse vergrössern, ähnlich wie bei den ruhenden unverlaschten Stössen der Eisenbahnschienen. Unwill daher

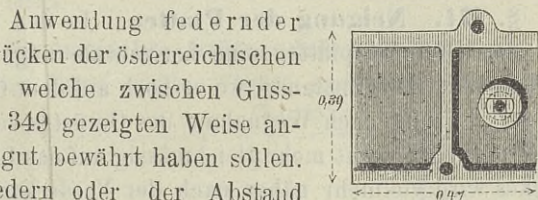
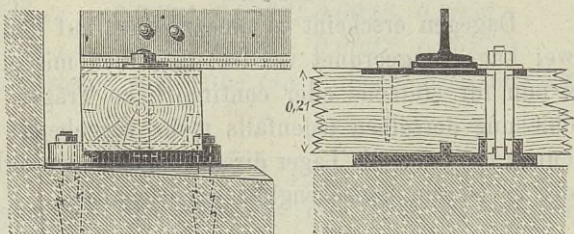
die Anwendung von Holzschwellen nicht als sonderlich zweckmässig erscheinen.

Als ein anderes Mittel zur Erzielung einer grösseren Elasticität erwähnen wir die Anwendung federnder Stahlschienen bei Brücken der österreichischen Kaiserin-Elisabethbahn, welche zwischen Gussplatten in der in Fig. 349 gezeigten Weise angeordnet sind und sich gut bewährt haben sollen. Die freie Länge der Federn oder der Abstand der Leisten, auf denen die Federn aufliegen, ist nach der freien Oeffnung der Brücke zu etwas vermindert, weil hier der Druck bei einer Belastung des Trägers ein grösserer wird. Es

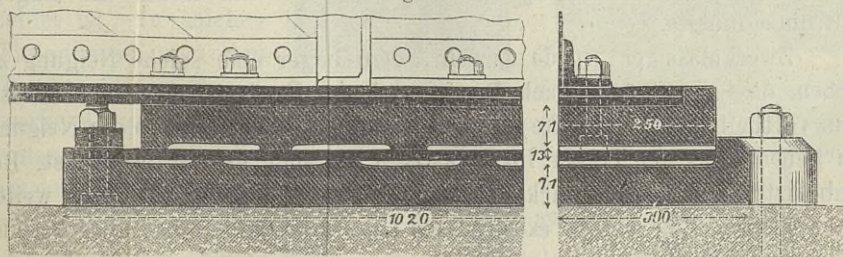


Oesterr. Kronprinz Rudolf-Bahn. — $\frac{1}{30}$ n. Gr.

Fig. 348.



Venlo-Hamburger Bahn. — $\frac{1}{20}$ n. Gr.

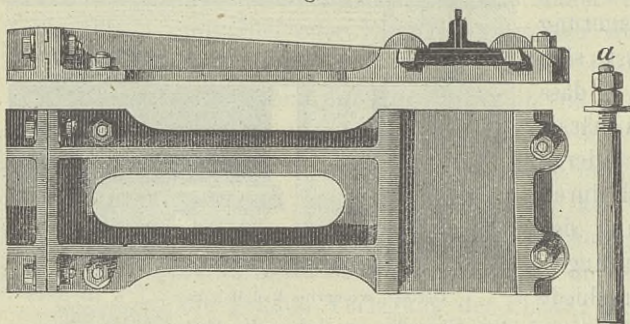


Oesterr. Kaiserin-Elisabethbahn (Hornbostel). — $\frac{1}{12}$ n. Gr.

ist uns nicht bekannt, ob diese Construction eine weitere Verwendung gefunden hat.

§. 170. **Verbindung der Lager unter sich.** In früherer Zeit hat man für beide Träger einer Brücke oft eine einzige Lagerplatte angewendet oder zwei mit einander verbundene Lagerplatten (Fig. 350),

Fig. 350.

Oesterr. Staatsbahn. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Mehrfach sind die Platten auch zwischen beiden Trägern gesprungen, was wohl leicht erklärlich ist.

Dagegen erscheint es zweckmässig, auf den Mittelpfeilern, falls hier zwei Lager angeordnet werden, dieselben mit einander zu verbinden, sei es nun für einfache oder continuirliche Träger, da hierdurch einer Verschiebung derselben jedenfalls mehr vorgebeugt wird. Je nach der Breite können entweder die Lager direct mit einander verbunden werden (Fig. 336) oder es ist ein Zwischenglied einzuschalten.

§. 171. **Neigung der Platten.** In den meisten Fällen hat man wohl den Unterlagsplatten eine horizontale Lage gegeben, so dass also der Träger in dem Zustande, wo er noch auf dem Gerüste ruht, anschliesst. Bei der Senkung nach Wegnahme des Gerüsts vertheilt sich alsdann der Druck natürlich nicht mehr gleichmässig auf das Lager; der Mittelpunkt des Druckes wird vielmehr näher nach der Vorderkante rücken; bei einer Belastung des Trägers wird dieser Punkt der Vorderkante noch näher rücken. Hierbei ist immer noch vorausgesetzt, dass sich das Lager durch das Nachgeben des Mauerwerkes einigermassen schief stellt, indem bei absolut fester Lagerung der Träger sogar auf der vorderen Kante des Lagers aufruhren müsste.

Zweckmässiger würde es sein, dem Lager eine solche Neigung zu geben, dass der Träger nach Beseitigung des Gerüsts genau anschliesst. Am vortheilhaftesten dürfte es indess sein, dem Lager eine solche Neigung zu geben, dass der Träger im belasteten Zustande genau anschliesst. Bei unbelastetem Zustande rückt alsdann der Mittelpunkt des Druckes weiter nach hinten. Eine solche excentrische Lage des Druckes hat aber bei unbelastetem Zustande, wo der Druck ein wesentlich geringerer ist, weder für den Träger, noch für das Mauerwerk eine solche nachtheilige Wirkung, als bei belastetem Zustande.

indem man eine solche Verbindung in Hinsicht auf die Druckvertheilung und Verhinderung von Verschiebungen zweckmässig hielt. Indess hat sich eine derartige kostspielige Anordnung als unnöthig erwiesen.

Bezeichnen wir unter dieser Voraussetzung den Neigungswinkel des Lagers oder besser den Winkel, welchen die Lagerfläche der Unterlagsplatte mit der entsprechenden Auflagefläche des Trägers in absolut unbelastetem Zustande bildet, mit τ , so ergibt sich für einen Parallelträger entsprechend der Formel 17 (S. 250):

$$46. \quad \tan \tau = \frac{16 \alpha K l}{27 E h},$$

wobei α durch die auf Seite 249 mitgetheilte Tabelle bestimmt ist, und für Parabelträger:

$$46 a. \quad \tan \tau = \frac{8 K l}{9 E h}.$$

Hierdurch ergibt sich unter derselben Annahme für E , K , $\frac{f_0}{f_1}$ wie in §. 158 und wenn wir ausserdem für Parallelträger $l = 10 h$, für Parabelträger $l = 8 h$ setzen,

Spannweite:	$l = 10$	50	100	150 Meter,
Parallelträger:	$\tan \tau = 0,0022$,	$0,0026$,	$0,0028$,	$0,0030$
Parabelträger:	$\tan \tau = 0,0023$,	$0,0026$,	$0,0027$,	$0,0027$.

Hiernach ist für beide Systeme sehr nahe $\tan \tau$ gleich gross und zwar im Mittel:

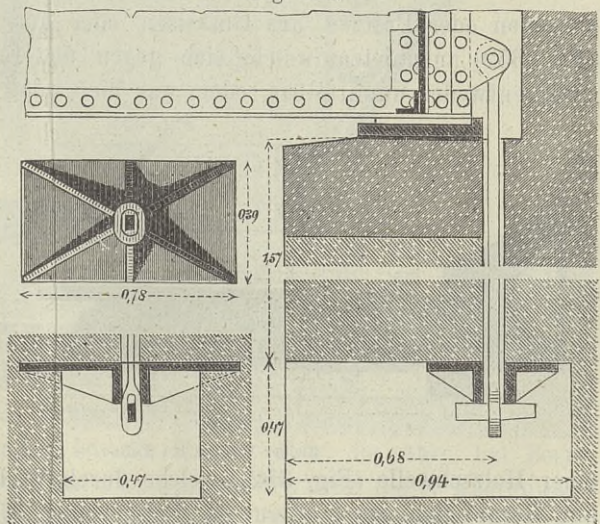
$$47. \quad \tan \tau = 0,0025 = \frac{1}{400}.$$

Es ist dies eine Neigung, die sich jedenfalls mit Hilfe feiner Instrumente noch herstellen lässt.

§. 172. Lager für negative Stützendrücke. Fälle, in denen der vom Träger auf das Lager geübte Druck nach oben gerichtet ist, kommen nur selten vor;

in der Regel nur bei den Endlagern kontinuierlicher Träger, bei denen die Länge der Endfelder klein gegen die Länge der Mittelfelder ist. In solchen Fällen muss man den Träger mit dem Mauerwerke verankern, indem man eine schmiedeiserne Ankerstange von rechteckigem oder kreisförmigem Querschnitte oben mit dem Träger verbindet, unten

Fig. 351.



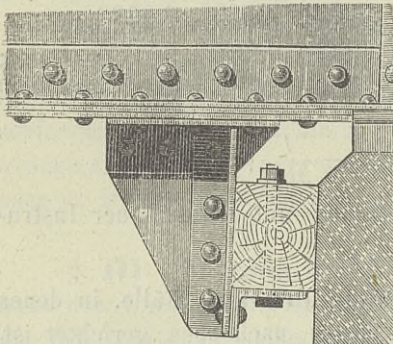
Brücke der Halle-Oran-Gubener Bahn über die Berlin-Anhalter Bahn bei Delitzsch. — $\frac{1}{25}$ n. Gr.

an eine horizontale gusseiserne Ankerplatte mittels Schraubenmuttern oder Keilsplinten anhängt. Dabei ist aber zu berücksichtigen, dass der Ankerstange gestattet sein muss, bei einer Längenänderung der Träger eine schiefe Lage anzunehmen; in Fig. 351 ist daher die Verbindung mit dem Träger durch ein Charnier bewirkt und in der Oeffnung im Mauerwerk ist um die Stange herum ein grosser Spielraum. Die Berechnung des Querschnittes der Ankerstange etc. ist leicht durchzuführen, wenn man den grössten negativen Stützendruck kennt (siehe theoretischer Theil, I. Heft).

Der negative Stützendruck lässt sich wesentlich reduciren oder ganz vermeiden, wenn man die Mittelstützen des continuirlichen Trägers tiefer legt, als die Endstützen (siehe theoretischer Theil, I. Heft).

§. 173. Verhinderung von Verschiebungen bei geneigter Bahn. Während man früher eine geneigte Bahn bei eisernen Brücken

Fig. 352.



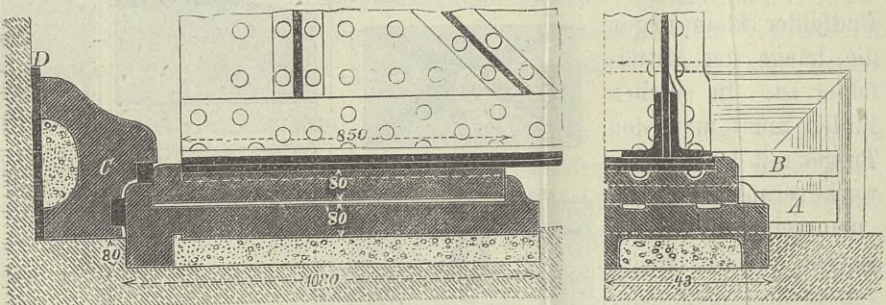
Oesterr. Südbahn. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

zu vermeiden suchte, ist man jetzt darin weniger ängstlich. Die einzige Aenderung gegenüber den Brücken mit horizontaler Bahn erheischt die Verhinderung der Verschiebung der Brückenträger nach dem tiefer liegenden Ende zu, was in Folge der Erschütterungen in derselben Weise möglich wird, wie die Verschiebung von Eisenbahnschienen.

Bei kleineren Brücken erscheint es bei stärkerer Neigung wohl am rathsamsten, an die unteren Gurte der Träger

Consolen oder Prätzen aus Gusseisen oder aus Winkleisen und Blech (Fig. 352) anzunieten, welche sich gegen den Endpfeiler stemmen, und zwar entweder unmittelbar, oder, was hier wohl vorzuziehen ist, mittels

Fig. 353.



Kocher-Viaduct bei Tullau. — $\frac{1}{17}$ n. Gr.

einer Holzschwelle (Fig. 352), welche durch Verbindung mit der Prätze am Herabfallen zu hindern ist. Bei geringer Neigung bis zu etwa $\frac{1}{200}$ ist eine Anwendung gegenüber der Anordnung für eine horizontale Bahn

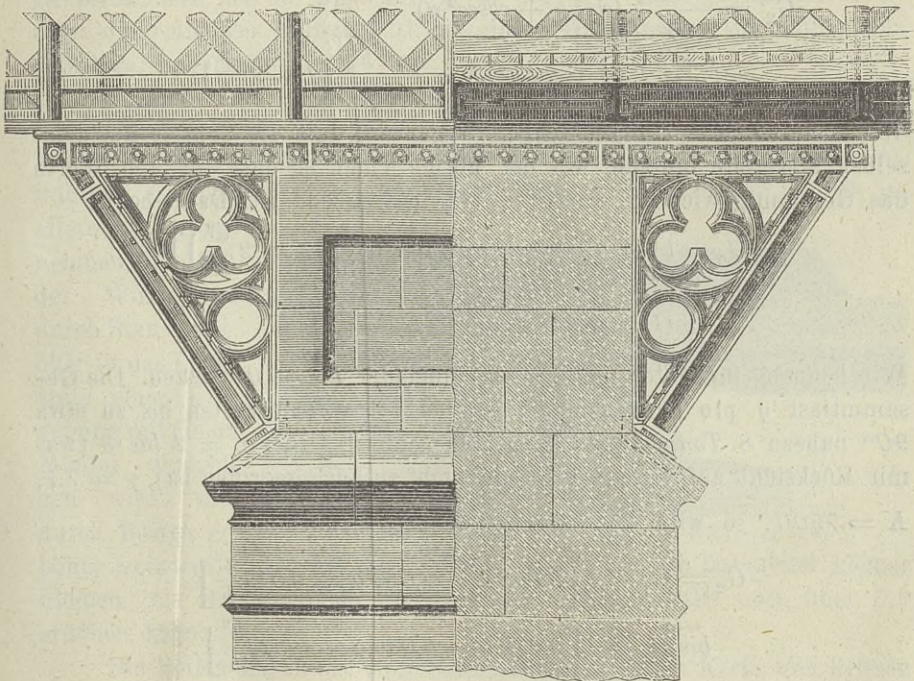
nicht nothwendig; wenn man die Verschiebung der Träger auf den Lagerplatten durch Rippen begrenzt.

Wenn das über dem Lager hinter demselben befindliche Mauerwerk eine genügende Stärke hat, so wird man die Träger am besten gegen dieses stemmen. So z. B. sind beim Kocher-Viaduct (Fig. 353) gegen dieses Mauerwerk Gussstücke *C* gestemmt, welche mit der unteren Lagerplatte und der an die Träger angeschraubten Gussplatte verkeilt sind.

Es kann unter Umständen, nämlich bei starken Neigungen und langen Trägern, zweckmässig erscheinen, einen grösseren Theil des Mauerwerkes zur Stützung zu verwenden, indem man es durch Schliessen zusammenhält; wir werden bei den „Pfeilern“ hierauf zurückkommen.

§. 174. **Consolenlager.** Bei den Holzbrücken mit geraden Trägern ist es vielfach üblich, die freie Spannweite der Träger durch Streben abzukürzen. Auch bei den Eisenbrücken wäre eine derartige Anordnung möglich; wir finden sie indess hier fast gar nicht vor. Das einzige uns

Fig. 354.



Brücke über die Aare bei Bern (Etzel). — $\frac{1}{80}$ n. Gr.

bekannteste Beispiel dieser Art ist die Brücke über die Aare bei Bern (Fig. 354). Gegen die vortheilhafte ästhetische Wirkung dieser Anordnung lässt sich wohl nichts einwenden. In Betreff der constructiven Zweckmässigkeit mag uns folgende einfache Untersuchung orientiren:

Die Spannweite AB sei l ; dieselbe werde durch die aus einem horizontalen Theile AD und einer Strebe CD bestehende Console von der Höhe h um a abgekürzt. Der Neigungswinkel ADC der Strebe sei $= \alpha$, das Gesamtgewicht ohne Anwendung der Console $= G_1$, das mit Anwendung derselben $= G_2$. Wir können alsdann annähernd setzen:

$$G_1 = l(A + B l).$$

Das Gewicht G'_1 der Brücke bei Anwendung der Console excl. Console ist alsdann annähernd:

$$G'_1 = l[A + B(l - a)].$$

Der Druck auf die Console ist bei der Gesamtlast q pro Längeneinheit $D = \frac{1}{2} q l$. Die Spannung des horizontalen und geneigten Theiles ist $D \cot \alpha$ und $D \operatorname{cosec} \alpha$, also die Volumina beider Theile $\frac{D \cot \alpha}{K} h \cot \alpha = \frac{D h \cot^2 \alpha}{K}$, und $\frac{D \operatorname{cosec} \alpha}{K} h \operatorname{cosec} \alpha = \frac{D h \operatorname{cosec}^2 \alpha}{K}$, mithin das Gewicht G'_2 beider Theile, wenn das der Volumeneinheit $= \gamma$ und der Constructionscoefficient $= c$ ist,

$$\begin{aligned} G'_2 &= \frac{c D h \gamma}{K} (\cot^2 \alpha + \operatorname{cosec}^2 \alpha) \\ &= \frac{c D h \gamma}{K} (1 + 2 \cot^2 \alpha) = \frac{c q l h \gamma}{2 K} \left(1 + 2 \frac{a^2}{h^2}\right). \end{aligned}$$

Wir nehmen jetzt der Einfachheit wegen an, dass die Console aus demselben Materiale bestehe, wie der übrige Theil, so dass für den Werth das Gesamtgewicht $G_2 = G'_1 + G'_2$ massgebend ist. Dasselbe ist

$$\begin{aligned} G_2 &= l \left[A + B(l - a) + \frac{1}{2} q h \frac{c \gamma}{K} \left(1 + 2 \frac{a^2}{h^2}\right) \right] \\ &= G_1 - B l a + \frac{c q \gamma}{2 K} \left(1 + 2 \frac{a^2}{h^2}\right) l h. \end{aligned}$$

Wir können (für Meter und Tonnen) ungefähr $B = 0,03$ setzen. Die Gesamtlast q pro Längeneinheit ist bei allen Spannweiten bis zu etwa 90^m nahezu 8 Tonnen pro Meter. Setzen wir ferner $c = 2$ bis 3 (was mit Rücksicht auf viele Nebentheile nicht zu hoch gegriffen ist), $\gamma = 7,7$, $K = 7500$, so wird $\frac{c q \gamma}{2 K} = 0,008$ bis $0,012$, mithin

$$\begin{aligned} G_2 &= G_1 + l \left[0,008 h - 0,030 a + 0,016 \frac{a^2}{h} \right] \\ &\text{bis } G_1 + l \left[0,012 h - 0,030 a + 0,024 \frac{a^2}{h} \right]. \end{aligned}$$

Nimmt man zunächst h als gegeben an, so wird G_2 zu einem Minimum für $a = \frac{15}{16} h = 0,938 h$ bis $a = \frac{5}{8} h = 0,625 h$. Dies eingesetzt giebt

$$G_2 = G_1 - 0,006 l h \text{ bis } G_1 + 0,002 l h,$$

woraus hervorgeht, dass in Betreff der Materialmenge des Eisens ent-

weder ein Nachtheil oder höchstens ein sehr geringer Vortheil erwächst. Beachtet man aber ferner, dass durch die Consolen ein ungünstiges Auflager entsteht, namentlich aber, dass bei einseitiger Belastung der Pfeiler einem Seitenschube ausgesetzt ist, so dass er stärker gehalten werden muss, als ohne Consolen, so kommt man wohl zu dem Schlusse, dass die Anwendung von Consolen nicht zweckmässig ist.

III. Kapitel.

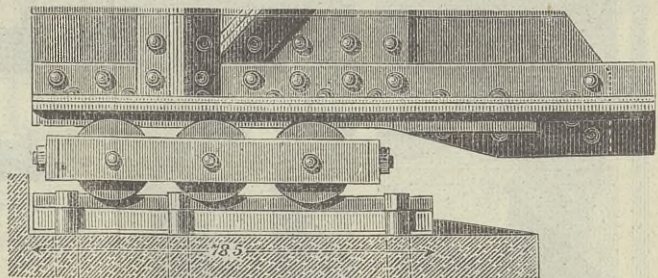
Rollen-Lager.

§. 175. **Allgemeines.** Das geeignetste Mittel, den Widerstand, welcher bei Verschiebung der Trägerenden zu überwinden ist, möglichst zu vermindern, ist die Anwendung von Rollen. Der Widerstandscoefficient der rollenden Reibung ist bei einem Durchmesser der Rollen von d Millim. ungefähr:

$$48. \quad \varphi = \frac{1,5}{d},$$

wonach φ für $d = 100, 150, 200, 250^{mm} = 0,015, 0,010, 0,008, 0,006$ wird, während der Coefficient der gleitenden Reibung etwa $= 0,2$ ist. Es ist allerdings anzu-

nehmen, dass sich der Widerstand durch Staub, welcher in das Lager trotz einer Umgebung mit einem Mantel eindringen wird, und durch Rosten erhöht; trotzdem aber wird die Reibung immerhin noch bedeutend kleiner bleiben, als die gleitende Reibung, die sich ebenfalls noch über $0,2$ erhöhen kann.



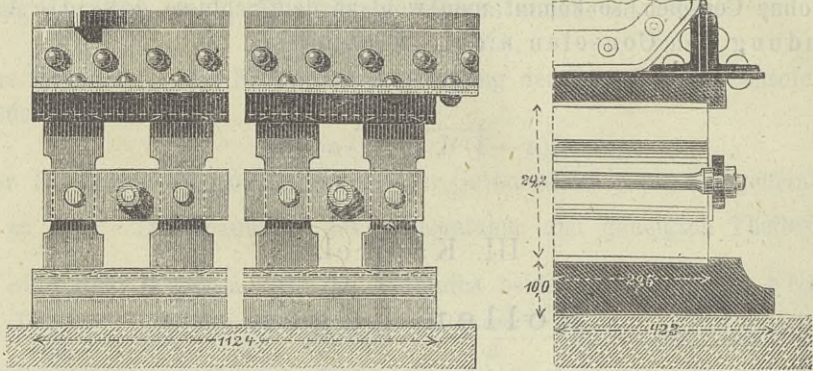
Flackenseebrücke bei Erkner (vergl. Fig. 375). — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

nehmen, dass sich der Widerstand durch Staub, welcher in das Lager trotz einer Umgebung mit einem Mantel eindringen wird, und durch Rosten erhöht; trotzdem aber wird die Reibung immerhin noch bedeutend kleiner bleiben, als die gleitende Reibung, die sich ebenfalls noch über $0,2$ erhöhen kann.

Die Rollen haben als Profil entweder einen vollen Kreis, und heissen alsdann Walzen (franz. *le rouleau*, engl. *the roller*), oder sie sind nur insoweit kreisförmig, als sie wirklich zur Abwicklung gelangen und heissen alsdann Halbwalzen, Stelzen oder Pendel (franz. *le pendule*, *l'échasse*, engl. *the pendulum*, *the stilt*), so dass man Walzenlager (Fig. 355) und Stelzenlager (Fig. 356) unterscheiden kann. Das

Lager besteht aus drei Haupttheilen: 1. der Unterlagsplatte; 2. den Rollen, welche meist durch einen Rahmen zu einem Ganzen, dem sogenannten Rollenwagen, verbunden sind, und 3. der Ueberlagsplatte,

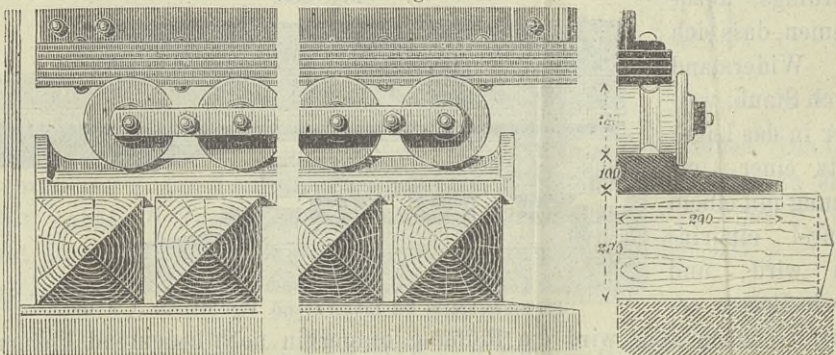
Fig. 356.

Innbrücke bei Passau. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

welche fest mit dem Träger verbunden ist; zuweilen kommt noch ein Mantel hinzu, welcher das Lager gegen Witterungseinflüsse und Staub schützt.

§. 176. Die Walzen. 1. Material. Zuweilen ist früher Schmiedeeisen zu den Walzen angewendet worden. Jetzt wendet man meist Gusseisen an, was im vorliegenden Falle trotz seiner Sprödigkeit eine vortheilhafte Verwendung findet. Der sogenannte Schalenguss dürfte sich seiner Härte wegen wohl am besten eignen. Die Walzen werden in

Fig. 357.

Brücke über die Sitter bei St. Gallen (Etzel). — $\frac{1}{50}$ n. Gr.

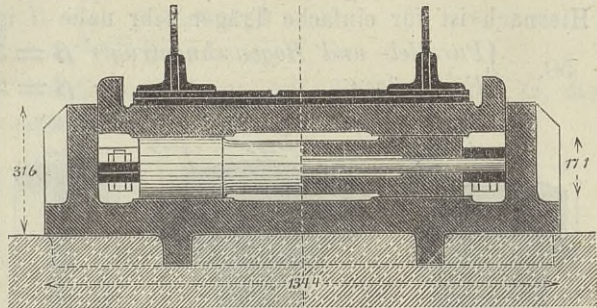
diesem Falle am besten hohl gegossen (Fig. 400). Häufig findet aber auch Stahl Anwendung; derselbe eignet sich hierzu einestheils seiner grösseren Festigkeit, wodurch weniger Walzen, also auch unter Umständen ein kürzeres Lager und kürzere Träger nöthig werden, andernteils aber auch der etwas geringeren wälzenden Reibung wegen.

2. Form. Ueber die Form der Walzen ist nur wenig zu sagen. Meist sind sie, abgesehen von den etwaigen Rändern, vollkommen cylin-

drisch. Sehr selten erhalten sie Nuthen für die Nietköpfe (Fig. 357), da man fast immer versenkte Niet- und Schraubköpfe anwendet. Bei breiten Doppelgurten hält man zur Erzielung eines genaueren Anschlusses und einer verminderten Arbeit bei der Herstellung zuweilen den mittleren Theil etwas schwächer

Fig. 358.

(Fig. 358), so dass die Walzen nur mit den Endstücken anschliessen. Inwieweit dies die Festigkeit zulässt, muss die später zu besprechende Berechnung zeigen. Statt dessen hat man auch mehrere Rollen neben einander

Innbrücke bei Bichelwang. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

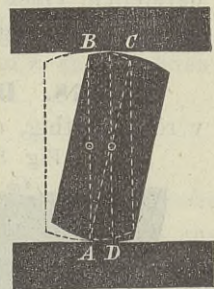
gelegt; so hat man z. B. bei der Themsebrücke bei Windsor zwei Walzenreihen zu einem $1,22^m$ breiten und bei der Themsebrücke bei Blackfriars drei Walzenreihen mit Walzen von $0,45^m$ Länge zu einem $1,30^m$ breiten Rollenwagen vereinigt.

§. 177. Die Stelzen. Eine Walze kommt zur vollständigen Abwicklung nur, wenn die Verschiebung gleich dem Umfange der Walze ist. Eine so grosse Verschiebung von $0,38$ bis $0,76$ Meter tritt indess nie ein, so dass es eigentlich unnöthig erscheint, volle Walzen anzuwenden. Wir gewinnen hierdurch die Möglichkeit, entweder bei gleichem Durchmesser mehr Walzen anordnen zu können, oder aber bei gleicher und selbst grösserer Anzahl der Walzen grössere Durchmesser derselben anwenden zu können, ohne längere Lager nöthig zu haben. Das letztere ist das nützlichere, weil sich mit der Vergrösserung des Durchmessers die Reibung vermindert.

Fig. 359.

Man nennt solche Walzen mit beiderseits fehlenden Segmenten, wie bereits gesagt, Halbwalzen oder Stelzen.

Die Breite b der Stelzen ist durch die grösstmögliche Verschiebung bedingt. Verschiebt sich das Lager um $BC = \Delta$ (Fig. 359), so wickelt sich ein Umfangsstück $AD = \frac{1}{2} \Delta$ ab. Demnach müsste die Stelze bei der Gesamtverschiebung Δ gegen die mittlere Lage die Breite $\beta = 2 \cdot \frac{1}{2} \Delta = \Delta$ haben. Das geringste Ueberschreiten dieser Verschiebung würde alsdann ein Umkippen der Stelzen zur Folge haben. Wir nehmen daher der Sicherheit wegen die Breite doppelt so gross und fügen ausserdem der Arbeitsmängel wegen noch $2,5$ Millim. hinzu, setzen also



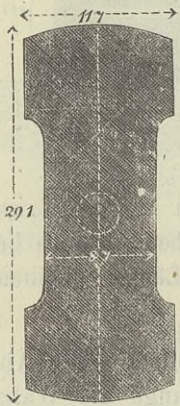
49. $\beta = 2 \Delta + 25$ Millimeter.

Hiernach berechnet sich diese Breite für einfache Träger, wie folgt:
 Spannweite $l = 30 \ 50 \ 100 \ 150$ Meter
 Parallel- und Bogensehnenträger $\beta = 56 \ 77 \ 118 \ 150$ Millim.
 Fischträger $\beta = 46 \ 60 \ 95 \ 130$ „

Hiernach ist für einfache Träger sehr nahe (l in Metern):

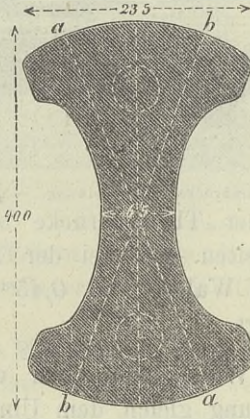
50. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Parallel- und Bogensehnenträger } \beta = 32 + 0,85l \text{ Millim.} \\ \text{Fischträger } \beta = 25 + 0,70l \text{ „} \end{array} \right.$

Fig. 360.



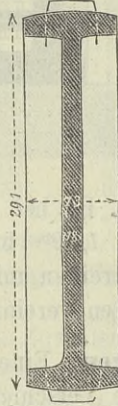
Innbrücke bei Passau.
 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Fig. 361.



Donaubrücke bei Stadlau.
 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Fig. 362.



Brücke bei Grosshesselohe.
 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

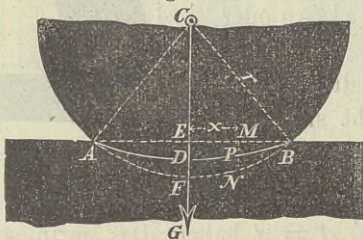
Man führt die Walzen in dieser Breite nur selten in der ganzen Höhe durch, sondern hält sie meist in der Mitte schwächer. Der so entstehende Steg wird entweder ziemlich dick gehalten (Fig. 360) oder dünn und alsdann ausserdem durch verticale Seitenrippen verstärkt (Fig. 362 u. 369). Will man keine Seitenrippen anwenden, so

dürfte es wohl am vortheilhaftesten sein, eine solche Begrenzung zu wählen, dass die Seitenflächen von den beiden Linien aa und bb (Fig. 361), welche die äussersten verticalen Drucklinien in den beiden Grenzlagen darstellen, einen nahezu constanten Abstand hat, wodurch man auf die in Fig. 361 dargestellte geschweifte Form kommt.

§. 178. Dimensionen und Anzahl der Walzen.

Zunächst wird es nöthig, die Druckvertheilung zwischen der Walze und jeder der

Fig. 363.



beiden Platten kennen zu lernen. Jedenfalls wird die Walze etwas platt gedrückt, während sie sich umgekehrt in die Platte eindrückt, so dass sich beide Körper in einer cylindrischen Fläche ADB (Fig. 363) berühren. An der Stelle P , welche von der verticalen Symmetrieaxe um x absteht, sei die Platte um $MP = y$, die Walze um $NP = y_1$ zusammengedrückt. Wir machen die Annahme, dass jede dieser Eindrückungen dem in P wirksamen Drucke N pro Flächeneinheit proportional sei, so dass wir, wenn A und A_1 vom Materiale abhängige Erfahrungcoefficienten bedeuten,

Wir machen die Annahme, dass jede dieser Eindrückungen dem in P wirksamen Drucke N pro Flächeneinheit proportional sei, so dass wir, wenn A und A_1 vom Materiale abhängige Erfahrungcoefficienten bedeuten,

$$y = A N, \quad y_1 = A_1 N$$

setzen können. Bezeichnen wir den Radius der Walze mit r und die halbe Sehne $AE = BE$ mit s , so ist sehr nahe $x^2 = (EF - MN) \cdot 2r = 2(EF - y - y_1)r$ und ebenso $s^2 = 2EFr$ mithin

$$x^2 = s^2 - 2r(y + y_1) = s^2 - 2r(A + A_1)N, \text{ also}$$

$$\text{I.} \quad N = \frac{s^2 - x^2}{2(A + A_1)r}.$$

Bezeichnen wir ferner den Gesamtdruck auf die Walze mit G , die Länge derselben mit l , so ist

$$G = \int_{-s}^{+s} N l dx = \frac{l}{2(A + A_1)r} \int_{-s}^{+s} (s^2 - x^2) dx = \frac{2l s^3}{3(A + A_1)r}.$$

Hieraus folgt

$$\text{II.} \quad s = \sqrt[3]{\frac{3(A + A_1)Gr}{2l}}.$$

Nach Gleichung I findet der grösste Druck für $x = 0$ statt; derselbe ist

$$\max N = \frac{s^2}{2(A + A_1)l^2 r}.$$

Setzt man hierin für s den eben aufgestellten Ausdruck II, so ergibt sich

$$\max N = \sqrt[3]{\frac{9G^2}{32(A + A_1)l^2 r}}.$$

Bezeichnen wir den grössten zulässigen Druck pro Flächeneinheit mit K , den Gesamtdruck auf sämtliche Walzen eines Lagers mit D , die Anzahl der Walzen mit n , den Durchmesser derselben mit d , so dass $G = \frac{1}{n}D$, $r = \frac{1}{2}d$ ist, so ergibt sich als Festigkeitsbedingung

$$51. \quad K = \sqrt[3]{\frac{9D^2}{16(A + A_1)n^2 l^2 d}}.$$

Am besten dürfte es wohl sein, l und d anzunehmen und n zu berechnen. Man erhält

$$52. \quad n = \frac{3D}{4l \sqrt{(A + A_1)K^3 d}}.$$

In Betreff der Constanten A und A_1 sind wir allerdings noch sehr im Ungewissen, da genügende directe Versuche hierüber noch nicht an gestellt, wenigstens nicht bekannt geworden sind. Wendet man die auf gestellte Formel auf ausgeführte Brücken an und führt man dabei für K denselben Werth ein, wie für den Sicherheitscoefficienten zur Berechnung der Träger, so ergibt sich für Tonnen und Centimeter $\frac{4}{3}\sqrt{A + A_1} = 0,12$ bis $0,30$, im Mittel $0,20$ oder $A + A_1 = 0,008$ bis $0,050$, im Mittel $0,023$. Hiernach würden wir also für Guss- und Schmiedeeisen setzen können:

$$53. \quad n = \frac{160D}{l \sqrt{K^3 d}},$$

wobei D in Tonnen, K in Tonnen pro \square^{cm} , l und d in Millimetern zu nehmen ist. Für Stahl kann etwa 125 statt 160 gesetzt werden.

Bei continuirlichen Trägern ist der Druck auf die Mittelpfeiler 2,8 bis 3,1, also circa 3 mal so gross, als auf die Endpfeiler. Nach der aufgestellten Formel würden sich daher auch 3 mal so viel Walzen ergeben, als für die Endpfeiler. Es ist indess zu beachten, 1. dass sich über den Mittelpfeilern der Druck (bei Anwendung von Flächenlagern etwas gleichförmiger auf die Walzen vertheilt, weil hier die Axe des Trägers bei derjenigen Belastung, für welche der Druck ein Maximum wird, d. i. wenn die beiden neben dem betreffenden Pfeiler liegenden Felder belastet sind, fast horizontal bleibt, während sie sich für das Endlager stark schiefe stellt, und 2. dass ausserdem auch die Stösse an den Mittelpfeilern geringer ausfallen, als an den Endpfeilern, wo besonders durch die Discontinuität der Unterstützungsweise Stösse veranlasst werden. Bei ausgeführten Brücken liegt das Verhältniss der Anzahl der Walzen zwischen 1:1,2 und 1:2,0. Man wird etwa für die Mittelpfeiler K um 33 Procent grösser annehmen können, als für die Endpfeiler; setzt man in obiger Formel 1,33 K statt K , so ergibt sich für die Mittelpfeiler continuirlicher Träger:

$$54. \quad n = \frac{100 D}{l \sqrt{K^3 d}}$$

Hiernach würde das Verhältniss der Anzahl der Walzen bei gleicher Länge derselben ungefähr 5:9 sein. Sollte sich diese Anzahl für die praktische Ausführung noch als zu gross erweisen, so kann man die Länge l an den Mittellagern etwas grösser wählen, als an den Endlagern.

Den Durchmesser d der Walzen kann man ungefähr nach der folgenden empirischen Formel bestimmen:

$$55. \quad \begin{cases} \text{Eingleisige Brücken: } d = 100 + 1,0 L \text{ Millimeter} \\ \text{Zweigleisige } \quad \quad \quad : d = 100 + 1,3 L \quad \quad \quad \end{cases}$$

wobei die Spannweite L in Metern zu nehmen ist. Die Länge l der Walzen ist von der Breite der Gurte abhängig; für einfache und doppelte T-Gurte würde man ungefähr annehmen können:

$$56. \quad \begin{cases} \text{Eingleisige Brücken: } l = 100 + 7 L \text{ Millimeter} \\ \text{Zweigleisige } \quad \quad \quad : l = 100 + 11 L \quad \quad \quad \end{cases}$$

Besser ist es indess, diese Länge nach Massgabe der Gurtbreite zu wählen. Hiernach ergibt sich:

	$L =$	Eingleisig				Zweigleisig				Meter
		30	50	100	150	30	50	100	150	
	$d =$	130	150	200	250	140	170	230	500	Mill.
	$l =$	310	450	800	1150	430	650	1200	1750	"
Einfacher Träger	$n =$	4	4	5	7	4	5	6	8	
Continuirlicher Träger (Ende)	$n =$	3	3	4	5	3	4	5	6	
cher Träger (Mitte)	$n =$	6	6	7	9	6	8	9	11	

wobei bezüglich $K = 0,73, 0,75, 0,78, 0,78$ Tonn. pro \square^{cm} und die Gesamtlast pro 1 Gleis zu 7,0 7,6 9,7 14,0 Tonnen pro Meter angenommen ist.

Hiernach ergibt sich das Product $nld = 2000 D$ bis $3900 D$, im Mittel $= 3000 D$, für Stahlwalzen $nld = 1600 D$ bis $3100 D$, im Mittel $= 2400 D$. Fränkel (Bornemann's Civilingenieur, 1869) giebt die Regel: für Gusseisen $nld = 4200 D$ bis $5000 D$, für Gussstahl $nld = 2800 D$ bis $3300 D$. Dagegen giebt Schwedler (Erbkam's Zeitschr. für Bauwesen, 1861) die sehr abweichende Regel: $nld = 13500 D$ (für Zoll und Centner: $nld = D$).

Bei hohlen Walzen würde allerdings noch die Wanddicke der Walzen in Frage kommen. Wären die Enden offen, so wäre eine Berechnung nach der Elasticitätstheorie gekrümmter Körper nicht schwierig. Indess das Schliessen der Enden, sowie etwaige Verstärkung im Innern, ändern die Sache wesentlich; die Frage nach der Beanspruchung derartiger Walzen ist jetzt noch ungelöst. Wir bemerken, dass sich die Spannung bei ungeschlossenen Enden, wenn man für die Walzen die vorhin aufgestellten Regeln anwendet, für die Wanddicke $\delta = 0,1d, 0,15d, 0,2d$ beiläufig 3,5 1,6 0,9 Tonnen pro \square^{cm} ergibt, während der Festigkeitscoefficient des Gusseisens für Bruch etwa 2,8 Tonnen pro \square^{cm} beträgt. Bei geschlossenen Enden werden daher die oben aufgestellten Regeln auch für hohle Walzen genügen, wenn man mit der Wanddicke δ nicht unter $0,2d$ herabgeht.

§. 179. Dimensionen und Anzahl der Stelzen. In Hinsicht auf die Festigkeit genügt für die Stelzen natürlich dieselbe Anzahl und derselbe Durchmesser, wie für die Walzen. Mit Rücksicht auf die möglichste Herabminderung der rollenden Reibung wird es aber rathsam sein; den Durchmesser grösser anzunehmen und zwar etwa 1,6 mal so gross als den der Walzen, also etwa

$$57. \quad \begin{cases} \text{Eingleisige Brücken} & d = 150 + 1,6 L \text{ Millimeter.} \\ \text{Zweingleisige Brücken} & d = 150 + 2,0 L \quad " \end{cases}$$

Ebenso wird man zur möglichst gleichmässigen Vertheilung des Druckes auf das Mauerwerk die Anzahl der Stelzen grösser annehmen; man kann etwa annehmen:

$$58. \quad \begin{cases} \text{Eingleisige Brücken} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{Einfache Träger} \dots\dots \\ \text{Continuirliche Träger} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{Endlager} \\ \text{Mittellager} \end{array} \right. \\ \text{Zweingleisige Brücken} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{Einfache Träger} \dots\dots \\ \text{Continuirliche Träger} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{Endlager} \\ \text{Mittellager} \end{array} \right. \end{cases}$$

wonach sich die Anzahl der Stelzen ungefähr *1,5 mal* so gross ergibt, als die der Walzen. Bei ausgeführten Brücken findet man allerdings die Anzahl der Stelzen oft viel grösser, ja selbst doppelt so gross.

Die hauptsächlich von der Gurtbreite abhängige Länge ist ebenso zu wählen, wie für die Walzen.

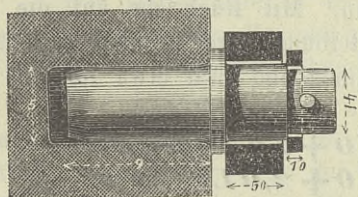
Berechnet man die Dicke δ der Stelzen in der Mitte ihrer Höhe unter der Annahme, dass der Horizontalschnitt ein Rechteck sei, so ergibt sich unter der Voraussetzung eines Sicherheitscoefficienten von *0,75 Tonn. pro \square^{cm}* nur $\delta = 4$ bis *5 Millim.*, was für die Ausführung natürlich zu wenig ist. Man kann diese Dicke, wenn keine Seitenrippen vorhanden sind, etwa

$$59. \quad \delta = 0,16 d$$

annehmen, wonach sich δ zu *35 bis 70 Millim.* ergibt; der Druck pro \square^{cm} wird alsdann nur *0,2 bis 0,3 Tonnen.* Bei Anwendung von Seitenrippen kann man mit der Stegdicke bis zu *0,07 d* herabgehen und die Entfernung der Seitenrippen etwa zu *0,5 d* annehmen.

§. 180. Sicherung der Walzen gegen gegenseitige Verschiebung. Die Walzen müssen jedenfalls in einem constanten Abstände von einander erhalten werden. Ohne besondere Vorkehrung würde sich diese Entfernung leicht ändern, namentlich bei Flächenlagern, bei denen der Druck auf die hinteren Walzen sich sehr vermindern, ja sogar ganz aufhören kann. Diese Sicherung geschieht ganz allgemein dadurch, dass man jede Walze mit zwei Zapfen versieht, welche in entsprechende Löcher eines eisernen Rahmens, des Walzenrahmens, eingreifen.

Fig. 364.



Donaubrücke bei Stadlau (vergl. Fig. 299).
— $\frac{1}{4}$ n. Gr.

Die Walzen lassen sich in mehrfacher Weise mit Zapfen versehen: 1. Man macht die Zapfen mit den Walzen aus dem Ganzen, was bei vollen schmiede- und gusseisernen Walzen gewöhnlich geschieht. 2. Man giebt der Walze eine Höhlung, durch welche man eine schmiedeeiserne Stange von kreisförmigem oder quadratischem

Querschnitte, welche an den Enden mit Zapfen versehen ist, steckt (Fig. 358, 373 und 380). Diese Construction ist natürlich nur bei gegossenen Walzen am Platze; aber auch da scheint sie der vorigen Anordnung der höheren Kosten wegen nachzustehen. Eine Verschiebung der Stange wird verhindert durch die Seitenwände der Unterlagsplatte (Fig. 358), durch Absätze an den Zapfen, indem man die Stange etwas stärker hält oder ihr einen quadratischen Querschnitt giebt (Fig. 373), indem man die Stange an dem Ende mit Schraubengewinden versieht und Muttern aufschraubt, wobei auch die eine Mutter durch einen angeschmiedeten Kopf ersetzt werden kann (Fig. 380), oder endlich durch Vorstecker. 3. Man

setzt die aus Schmiedeisen bestehenden Zapfen besonders ein (Fig. 364). Hohl gegossene Walzen sind hierzu an den Enden durch gusseiserne Scheiben zu schliessen (Fig. 408), welche man auch mit dem Zapfen aus dem Ganzen giessen kann.

Gewöhnlich besteht der Walzenrahmen aus zwei hochkantigen Flacheisen, die in verschiedener Weise mit einander verbunden sein können:

1. Durch Stehbolzen, welche meist an den beiden Enden, häufig aber auch noch zwischen einzelnen Walzen, ja zuweilen zwischen sämtlichen Walzen angeordnet werden (Fig. 357, 380, 387 und 388). Die Stehbolzen sind entweder Rundeisen, welche an den Enden mit Bundringen und Schraubengewinden versehen sind (Fig. 380 und 387), oder Röhren, durch welche die an den Enden mit Gewinden versehenen Rundeisen gesteckt werden (Fig. 410).

2. Die Verbindung erfolgt an den Enden durch Flacheisen mittels zweier (seltener vier) Schrauben (Fig. 365). Ausser dieser Verbindung wendet man bei dünnen und langen Bändern oft noch eine Verbindung zwischen einzelnen Walzen mittels Stehbolzen an (Fig. 408 und 410).

3. Man verwendet die Walzen selbst zur Verbindung, indem man durch dieselben vor die Bänder Stifte oder Splinte steckt (Fig. 364, 368. und 379). Beim Lager Fig. 380 sind durch die beiden mittleren Walzen zur Bildung der Zapfen Rundeisen gesteckt, welche an einem Ende einen angeschmiedeten Kopf, am anderen eine Schraubmutter tragen.

Den Rahmen hat man auch ganz aus Winkel-eisen construirt (Fig. 366 und 391), welche an den Ecken mit einander vernietet werden. Der Rahmen erhält alsdann für die Zapfen nicht Löcher, sondern Schlitz, so dass der Rahmen nach oben abgehoben werden kann. Wir finden diese Anordnung gewöhnlich bei den in den Fabriken von Klett & Co. (Gerber) und von Maffei (Buchler) ausgeführten Brücken.

Als Dimensionen kann man bei dem Durchmesser d der Walzen etwa annehmen:

60.	{	Dicke der Zapfen	0,25 d
		Höhe der Flacheisen-Rahmen	0,50 d
		Dicke derselben	0,15 d
		Dicke der Stehbolzen	0,25 d
		Schenkelbreite der Winkeleisen	0,50 d.

Fig. 365.

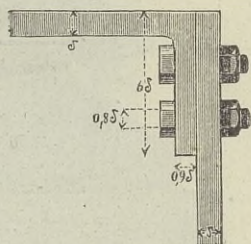
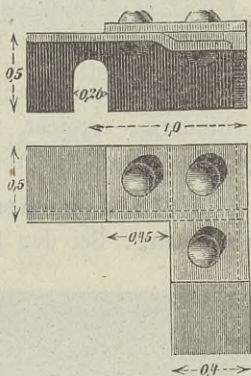


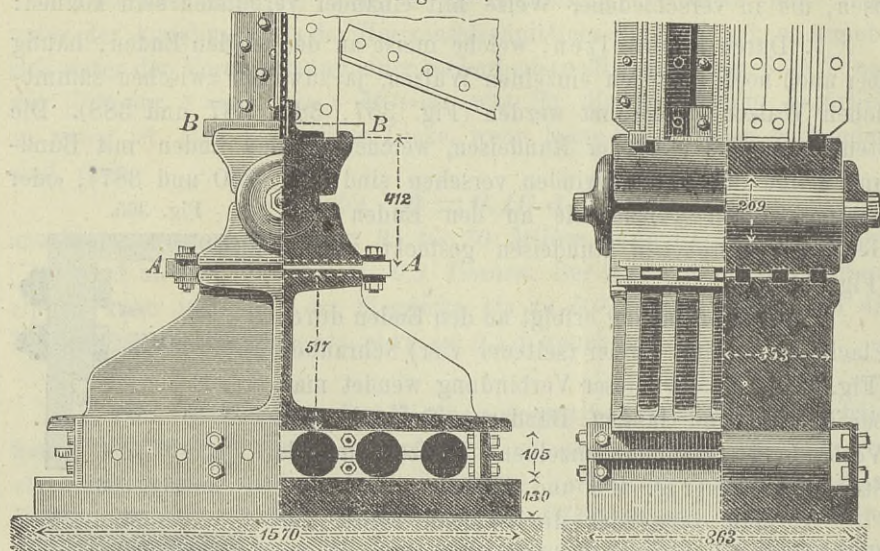
Fig. 366.



Walzendurchmesser = 1.

Seltener hat man die Rahmen aus Gusseisen construiert. Als Beispiel eines solchen Rahmens geben wir in Fig. 367 die Darstellung des Lagers der Elbebrücken bei Hamburg. Die beiden Längstheile, in welchen sich die Zapfenlöcher befinden, haben hier eine E-förmige, die beiden Verbindungstheile eine T-förmige Querschnittsform.

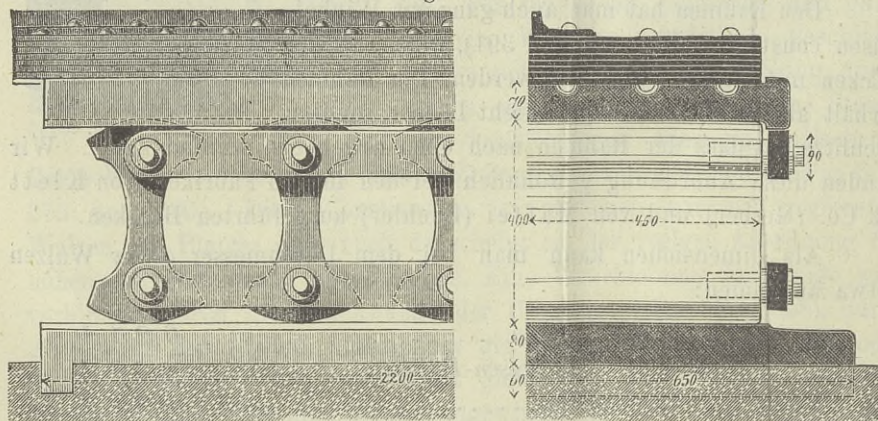
Fig. 367.

Brücken über die Elbe bei Hamburg. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Ausser dem genannten Zwecke, eine Verschiebung der Walzen zu verhindern, erreicht man mit den Rahmen auch eine Erleichterung der Montirung der Walzen.

§. 181. **Sicherung der Stelzen gegen gegenseitige Verschiebung.** Bei den Stelzenlagern ist eine gegenseitige Verbindung der

Fig. 368.

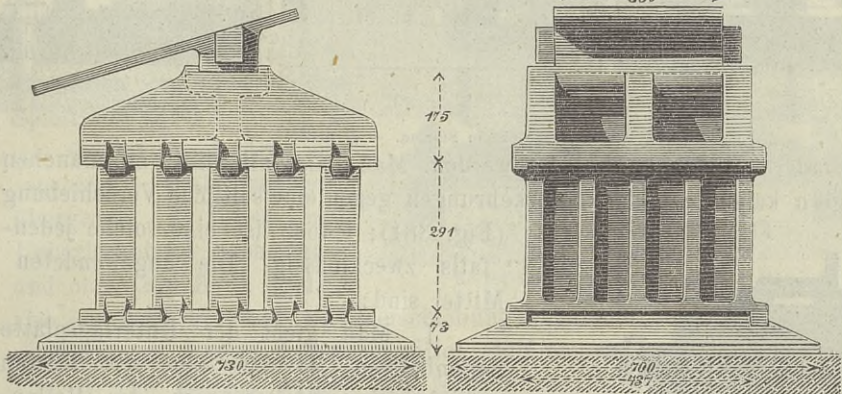
Donaubrücke bei Stadlau. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Stelzen noch nöthiger als bei den Walzen, theils mit Rücksicht auf die Verhinderung einer Verschiebung nach der Aufstellung, theils mit Rück-

sicht auf das Montiren, weil das Aufhören des Druckes auf die Stelze ein Umkippen derselben zur Folge hat.

Man hat auch hier ganz in derselben Weise, wie bei den Walzenlagern, in der Mitte der Höhe einen Rahmen angeordnet, in welchen die Stelzen mittels Zapfen eingreifen (Fig. 356). So lange jede Walze einen starken Druck empfängt, so werden die Stelzen ihre parallele Stellung beibehalten. Sobald aber der Druck auf eine Stelze nachlässt, so kann

Fig. 369.

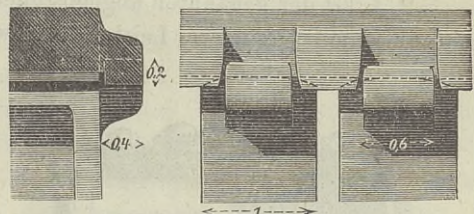
Innbücke bei Grosshesselohe (kleine Oeffnung). — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

sich dieselbe trotz des Rahmens gegen die übrigen verdrehen, wie es wirklich öfters vorgekommen ist. Es erscheint daher rathsamer, zwei Rahmen in verschiedenen Höhen anzuwenden, wodurch der Parallelismus der Stelzen offenbar vollkommen erhalten wird (Fig. 368). Für diese Rahmen können die in §. 180 angegebenen Verhältnisse (60) beibehalten werden, wenn man für d nicht den ganzen Durchmesser, sondern etwa 0,63 desselben setzt.

Ausser dieser Sicherungsweise besteht noch eine zweite. Man versieht jede Walze an jeder der vier Ecken mit einem Zahne, welcher in eine entsprechende Lücke der Unter- und Ueberlagsplatte eingreift

(Fig. 369). Die Seitenflächen der Zähne müssten hierbei eigentlich nach denselben Grundsätzen construirt werden, wie für den Eingriff eines Zahnrades in eine Zahnstange; bei der geringen Höhe der Zähne ist indess kaum eine genaue Construction nothwendig. Passende Verhältnisse sind in Fig. 370 eingeschrieben. Wir finden diese Construction hauptsächlich bei den Pauli'schen Trägern.

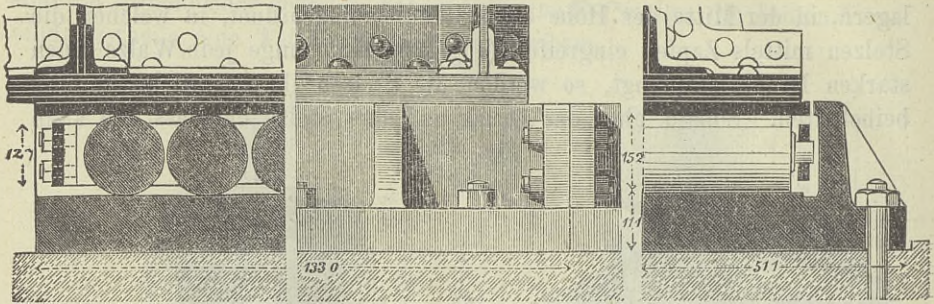
Fig. 370.



§. 182. Sicherung der Walzen gegen seitliche Verschiebung. Die von der Verkehrslast ausgeübten Seitenkräfte können in Verbindung

mit den Erschütterungen eine gegenseitige Seitenverschiebung der Unterlagsplatte, Rollen und Ueberlagsplatte veranlassen, wenn hiergegen nicht

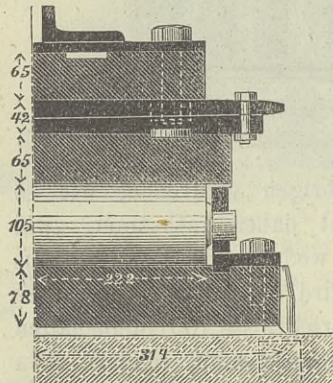
Fig. 371.



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

besondere Mittel angewendet werden. Man findet allerdings bei manchen Lagern keine besonderen Vorkehrungen gegen eine seitliche Verschiebung (Fig. 381); jedoch ist eine solche jedenfalls zweckmässig. Die angewendeten Mittel sind:

Fig. 372.

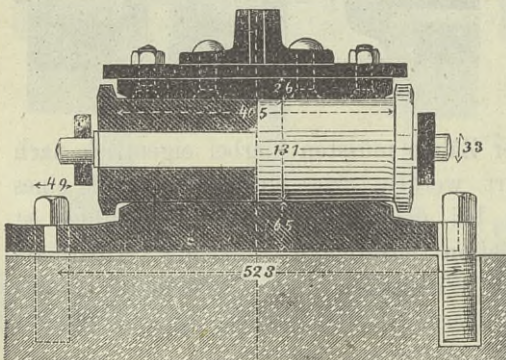


Brücke bei Weilburg. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

1. Man giebt der Unterlagsplatte Seitenbacken, so dass eine Art Kasten entsteht, in welchem sich der Rollwagen befindet und legt die Ueberlagsplatte zwischen diese Seitenbacken (Fig. 371). Indess ist diese Construction wenig üblich, da hierdurch sowohl das Hobeln des Bodens, als auch das öfters nothwendige Reinigen von Staub erschwert wird.

2. Statt der genannten angegossenen Seitenbacken der Unterlagsplatte schraubt man besondere Leisten auf, welche beim Reinigen des Lagers

Fig. 373.



Flackenseebrücke bei Erkner (vergl. Fig. 357). — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

können bei der Walzendicke d etwa die Breite $0,6 d$ und die Dicke $0,16 d$ erhalten. An der Ueberlagsplatte

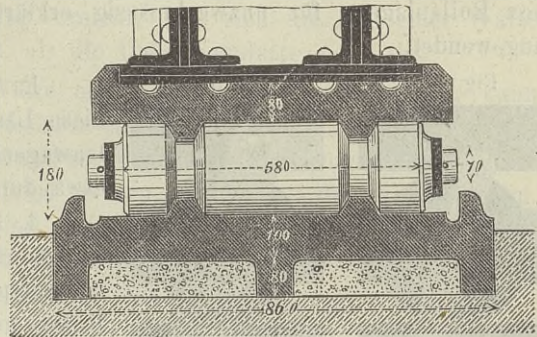
entfernt werden können (Fig. 372, 408 u. 410). Diese sind am besten von Schmiedeisen und zur Verhütung des Einrostens mit Bronzeschrauben befestigt. Um den Widerstand der Leisten gegen seitliche Verschiebung zu erhöhen, kann man sie mit einer Rippe versehen, welche in eine Nuth der Unterlagsplatte eingreift. Die Leisten kann man die Seitenrippen

angiessen (Fig. 399); jedoch hat man häufig die Rippen an der Ueberlagsplatte ganz weggelassen (Fig. 372), wozu indess nicht zu rathen ist.

3. Das gewöhnlichste Mittel ist, die Walzen an den Enden mit Flanschen zu versehen, welche bei einer Verschiebung gegen entsprechende Absätze der Unter- und Ueberlagsplatten stossen (Fig. 373). Sie sind gegen die Walze nicht scharf abzusetzen, sondern mit dieser durch eine Kehle zu verbinden. Die Flanschen erhalten etwa die Breite $0,18 d$, die Höhe $0,15 d$ und den Spielraum $0,03 d$.

4. Der in §. 180 besprochene Walzenrahmen übergreift die Unter- und Ueberlagsplatte nach unten und oben (Fig. 367), so dass also der Walzenrahmen eine Verschiebung verhindert. Der Rahmen muss allerdings zu diesem Zwecke ziemlich steif construiert werden.

5. Die Walzen werden mit Nuthen versehen, in welche entsprechende Rippen der Unter- und Ueberlagsplatte eingreifen (Fig. 374). Die starke Schwächung der Walzen (falls sie bei schiefer Belastung auf Bruchfestigkeit beansprucht werden sollten) und der schwierigen Reinigung wegen, erscheint diese Anordnung nicht als vortheilhaft; auch ist sie sehr wenig in Anwendung gekommen.



Kocher-Viaduct bei Tullau. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

§. 183. Sicherung der Stelzen gegen Seitenverschiebung.

Wenn man die in §. 181 besprochene Anordnung von Zähnen zur Erhaltung des Parallelismus der Stelzen anwendet, so werden dadurch die Stelzen und Platten gleichzeitig gegen eine Verschiebung in Richtung der Axe der Stelzen gesichert. Bei Anwendung von Rahmen findet man sehr häufig keine besondere Sicherung gegen diese Verschiebung. Anwendbar sind natürlich alle Mittel, welche im vorigen § für die Walzen besprochen wurden. Das gewöhnlichste Mittel ist, beide Platten (zuweilen auch nur die eine) mit niederen Rippen, zwischen denen die Stelzen liegen, zu versehen (Fig. 356) oder den Stelzen Flanschen zu geben.

§. 184. Sicherung gegen Längsverschiebung.

Es ist in Folge der Erschütterungen wohl möglich, dass sich der ganze Rollenwagen ein wenig in der Längsrichtung verschiebt, so dass er sogar die Unterlagsplatte ganz verlassen kann, oder, falls er hieran durch entsprechende Ansätze (Fig. 357) verhindert wird, er nicht mehr gehörig functionirt. Bei den Stelzenlagern wäre es möglich, dass sich die Stelzen nur an der

Unterlagsplatte verschieben, so dass die Stelzen bei einer mittleren Temperatur eine schiefe Stellung haben und bei starken Temperaturänderungen sogar umschlagen können. Sicherungen gegen diese Verschiebungen sind gewöhnlich nicht vorhanden, indem man das Eintreten dieser Verschiebungen nicht voraussetzt. Indess sind dieselben wirklich zuweilen beobachtet worden; ja man hat sogar aus diesem Grunde die Anwendung von Rollenlagern für unzuweckmässig erklärt und lieber die Gleitlager angewendet.

Fig. 375.

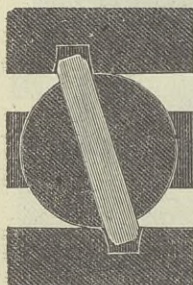
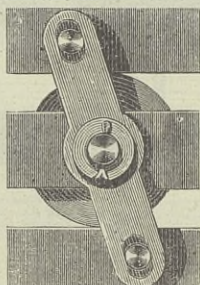


Fig. 376.

Circa $\frac{1}{16}$ n. Gr.

Walze oder Stelle auf eine kurze Länge von 25 bis 40 Millim. anzubringen. Die Zähne können angegossen oder besonders eingesetzt werden. Hierzu gehört auch die in §. 181 erwähnte Festhaltung der Stelzen durch Zähne; nur hat hier jede Stelze Zähne, was bei der Verbindung der Stelzen durch zwei Rahmen nicht nothwendig ist. Die Zähne und Zahn-

Fig. 377.

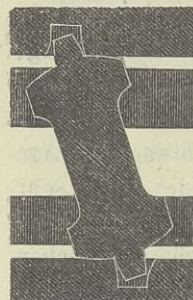
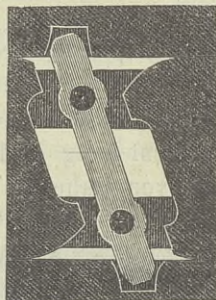


Fig. 378.

Circa $\frac{1}{16}$ n. Gr.

Zahnes mit b , so ist die kleinste zulässige Höhe h des Zahnes, welche für die Anwendung natürlich zu vergrössern ist,

$$61. \quad h = \frac{1}{2}d(1 - \cos \alpha) + \frac{1}{2}b \sin \alpha.$$

Ist die grösste Verschiebung gegen die mittlere Stellung Δ , so ist $\sin \alpha = \frac{2\Delta}{d}$ und nahezu $\sin \frac{1}{2}\alpha = \frac{\Delta}{d}$, also $1 - \cos \alpha = 2 \sin^2 \frac{1}{2}\alpha = \frac{2\Delta^2}{d^2}$, also annähernd

Es ist indess leicht möglich, diese Längsverschiebungen des Rollenwagens zu verhindern und zwar etwa durch folgende Mittel:

1. Man bringt an einer mittleren Walze oder Stelze Zähne an, welche in entsprechende Zahnücken der Unter- und Ueberlagsplatte eingreifen (Fig. 375 und 377). Es genügt, diese Zähne an den beiden Enden der Walze oder Stelze anzubringen, in den Zähnen durch Evolventen, in den Zahnücken durch Cycloiden. Indess ist hier eine streng richtige Begrenzung nicht erforderlich.

Bezeichnet man den grössten Winkel, um welchen sich die Walze oder Stelze gegen die mittlere Stellung dreht, mit α , ihren Durchmesser mit d , die Breite des

$$62. \quad h = \frac{d(b + d)}{d}$$

2. Bei Anwendung von Walzen kann man auch die Zapfen einer Walze dadurch festhalten, dass man sie in zwei Arme eingreifen lässt, deren Enden mit Schlitten versehen sind, in welche Zapfen eingreifen, die an der Unter- und Ueberlagsplatte angebracht sind (Fig. 376). Hierdurch wird die Bedingung erreicht, dass sich die Axe einer Walze stets halb so viel verschiebt, als die Ueberlagsplatte.

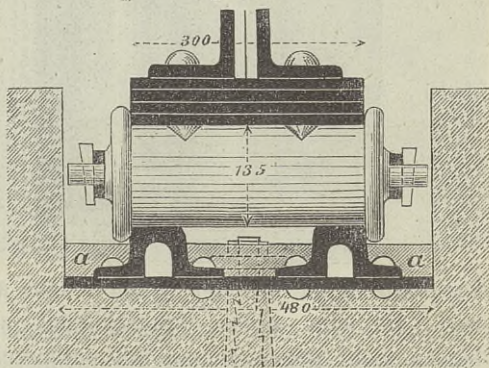
3. Anstatt an einer Walze oder Stelze Zapfen anzubringen, kann man zwei Arme anordnen, welche in entsprechende Zahnücken der Unter- und Ueberlagsplatte eingreifen und bei Walzenlagern durch eine, bei Stelzenlagern durch zwei Achsen geführt werden, welche mit den Walzen-, resp. Stelzenrahmen verbunden sind (Fig. 378). Diese Arme können auch ausserhalb der Rahmen mit den Zapfen einer Walze oder Stelze verbunden werden, ähnlich, wie in Fig. 376.

§. 185. Die Unterlagsplatte. In Betreff der Anordnung der Unterlagsplatte gilt das für die festen und Gleitlager im II. Kap. Gesagte auch hier, namentlich rücksichtlich der Verbindung derselben mit dem Mauerwerke (§. 168) und der Neigung der Platten (§. 171).

Eine genauere Bearbeitung der oberen Fläche ist hier sehr wichtig und ebenso auch eine genaue Montirung. Um die letztere zu erleichtern, hat man zuweilen zwei Platten über einander gelegt und die Einrichtung getroffen, dass die obere Platte auf der unteren leicht in ihre genaue Lage gebracht und erhalten werden kann. So wird häufig bei den Schwedlerschen Brücken (Fig. 381) die untere Platte auf dem Mauerwerke gut unter Anwendung eines Cementbettes gelagert und mit Schrauben festgehalten und sodann die richtige Lage der oberen Platte durch Anwendung von vier Keilen erreicht. In den meisten Fällen ist indess nur eine einzige Unterlagsplatte angewendet worden, was bei sorgfältiger Montirung derselben auch vorzuziehen sein dürfte.

Unterlagsplatten, welche ganz aus Stahl bestehen, kommen nicht in Anwendung; dagegen findet man Lager, bei welchen auf der gusseisernen Unterlagsplatte eine dünne Stahlplatte liegt. Fig. 380 zeigt ein

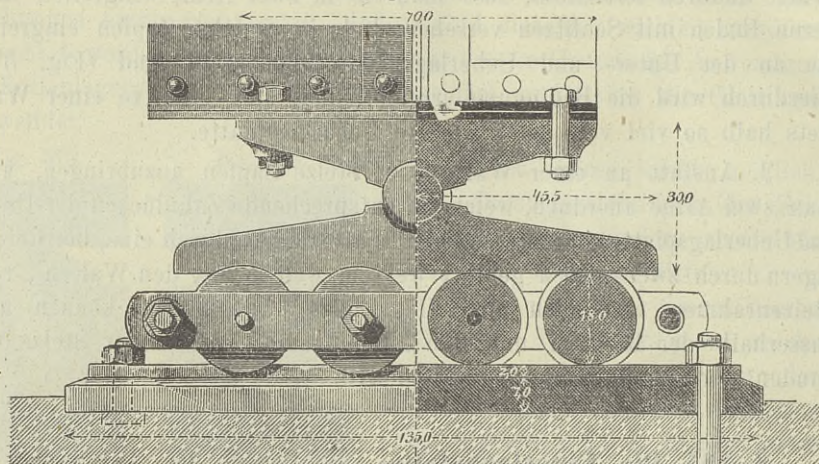
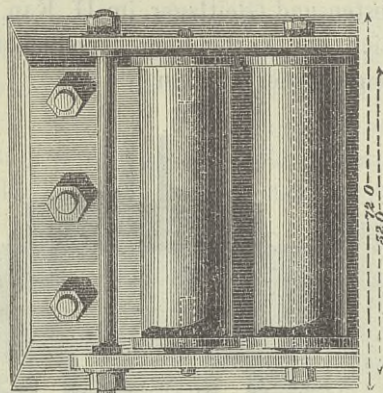
Fig. 379.



Brücke über den Kinzig und den Schultercanal bei Kehl. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

solches Beispiel; die Gussplatte hat hier eine Dicke von 70mm , die Stahlplatte nur eine Dicke von 20mm ; letztere ist an den vier Ecken durch Schrauben mit der Gussplatte verbunden. Bei der grossen Schwierigkeit,

Fig. 3 0.

Thaya-Viaduct bei Znaim. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

beide Platten ganz genau auf einander zu passen, wird indess diese Anordnung wenig Nachahmung finden, da ein Vortheil nur in einer Verminderung der wälzenden Reibung liegen kann, der sich auch durch einen grösseren Rollendurchmesser erreichen lässt.

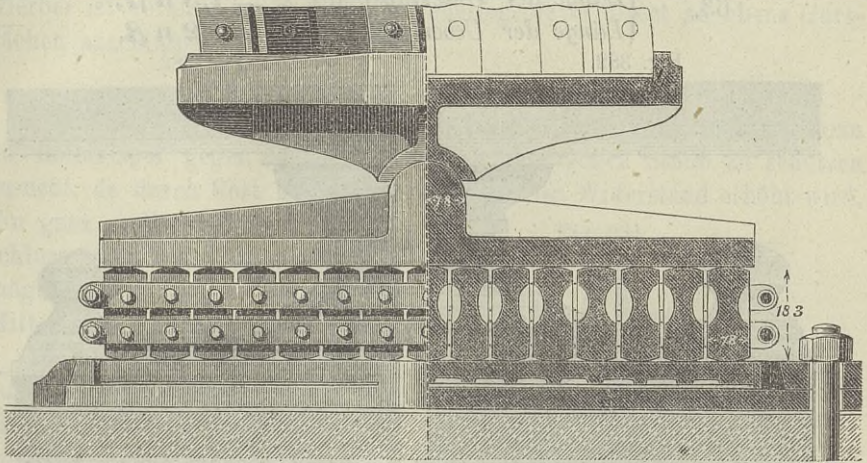
Bei eisernen Pfeilern kommt es wohl vor, dass die Unterlagsplatte nicht mit der vollen Fläche aufliegen kann, so dass es nöthig wird, ihr eine eigene Tragfähigkeit zu geben; alsdann wird sie am besten hohl gegossen und mit entsprechenden Rippen versehen. Bei der Formgebung wird man hierbei natürlich auch wesentlich Rücksicht auf Schönheit zu nehmen haben. Ein interessantes Beispiel zeigt das in Fig. 383 dargestellte Lager einer von Nördling erbauten Brücke.

Statt gusseiserner Unterlagsplatten findet man auch Brückschienen angewendet, so bei der Brücke über die Kinzig und den Schuttercanal bei Kehl (Fig. 379) und der Rheinbrücke bei Waldshut. Jetzt hat diese Construction indess wohl keine Bedeutung, da Brückschienen nicht mehr fabricirt werden und breitbasige Schienen weniger geeignet sind.

§. 186. Die Ueberlagsplatte. Zur Ueberlagsplatte, welche zwischen dem Träger und den Rollen liegt, wird für Flächenlager sowohl Schmiede-

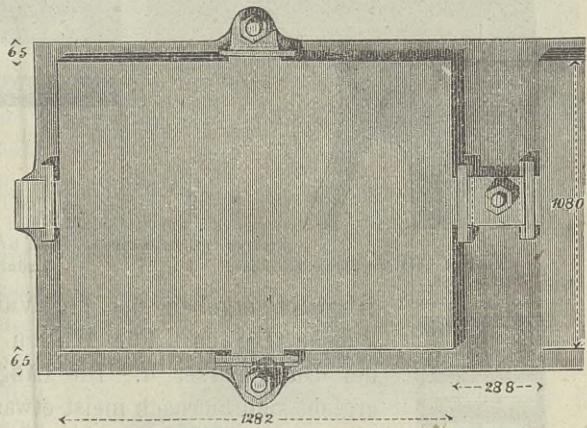
eisen als auch Stahl- und Gusseisen verwendet. Im ersten Falle wird die Platte mit dem Gurte meist mittels versenkter Nieten vernietet. Die Stahl- oder Gussplatte verbindet man mit dem Gurte gewöhnlich

Fig. 381.



Weserbrücke bei Corvey. —
 $\frac{1}{15}$ und $\frac{1}{15}$ n. Gr.

durch vier, selten durch sechs Schrauben. Man lässt wohl auch die Platte ohne Verbindung und verhindert eine seitliche Verschiebung dadurch, dass man der Platte neben dem Gurte Leisten giebt (Fig. 368 u. 374), undeine Längsverschiebung dadurch, dass man entweder die Nietköpfe in entsprechende Vertiefungen eingreifen lässt (während man sonst für die Nietköpfe gewöhnlich Rinnen anordnet), oder, indem man neben die beiden Enden der Platte Blechstücke oder Winkeleisenstücke nietet.



Hohe gerippte Platten, wie in Fig. 382 und 383, können auch durch architektonische Rücksichten motivirt sein.

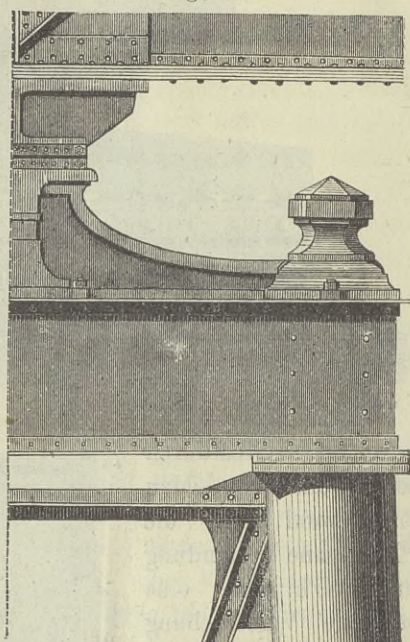
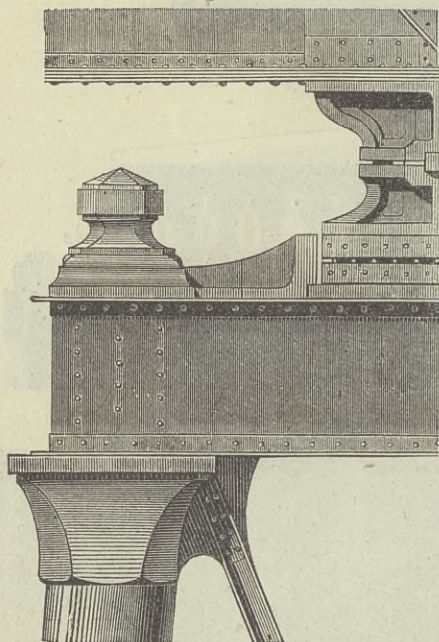
§. 187. Dimensionen der Unter- und Ueberlagsplatte. Die Längen beider Platten nimmt man am besten proportional dem Producte aus der Anzahl n und Breite β der Rollen an, da die kleinste zulässige Länge beider Platten offenbar $n\beta$ ist. Die Unterlagsplatte nimmt man der Druckvertheilung auf das Mauerwerk wegen gewöhnlich etwas länger

an, als die Ueberlagsplatte. Man findet bei ausgeführten Brücken als Länge λ der Unterlagsplatte $1,2 n \beta$ bis $2,0 n \beta$, als Länge λ_1 der Ueberlagsplatte $1,1 n \beta$ bis $1,8 n \beta$ und kann im Mittel annehmen:

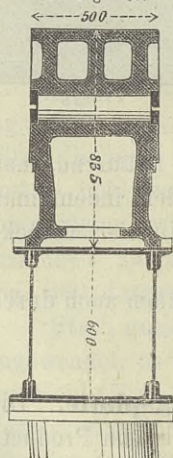
$$63. \quad \begin{cases} \text{Länge der Unterlagsplatte } \lambda = 1,3 n \beta, \\ \text{Länge der Ueberlagsplatte } \lambda_1 = 1,2 n \beta. \end{cases}$$

Fig. 382.

Fig. 383.

Französische Orleansbahn. $\frac{3}{8}$ n. Gr.Viaduct über die Sioule bei Rouzat.
Zu Fig. 383.

Viaduct von Bouble und Bellon.



Hiernach ergeben sich für Walzen und Stelzen nahezu gleiche Längen. Für Walzen ist selbstverständlich β der Durchmesser d . Die Länge λ der Unterlagsplatte ergibt sich hiernach meist etwas grösser, als für Flächenlager nach §. 165.

Die Breite b der Unterlagsplatte muss etwas grösser als die Länge l der Rollen sein; man findet $b = 1,0 l$ bis $1,8 l$; man kann etwa annehmen

$$64. \quad \text{Breite der Unterlagsplatte } b = 1,4 l.$$

Die Breite der Ueberlagsplatte ist nicht grösser nöthig, als die Länge der Rollen.

Die Dicke δ der Unterlagsplatte findet man bei Walzenlagern $= 0,33 d$ bis $0,80 d$, bei Stelzenlagern $= 0,20 d$ bis $0,50 d$; die Dicke δ der gusseisernen Ueberlagsplatte findet man bei Walzenlagern $0,4 d$ bis $0,6 d$, bei Stelzenlagern $0,18 d$ bis $0,33 d$. Man kann etwa annehmen als

	Walzenlager	Stelzenlager
65. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Dicke der gusseisernen Unterlagsplatte} \\ \text{Dicke der gusseisernen Ueberlagsplatte} \\ \text{ " " schmiedeeisernen " } \end{array} \right.$	$\delta = 0,6 d$ $\delta_1 = 0,5 d$ $\delta_1 = 0,3 d$	$0,4 d.$ $0,3 d.$ $0,2 d.$

Hierbei ist vorausgesetzt, dass die Ueberlagsplatte direct an ebene Gurtflächen anschliesst.

§. 188. **Schutz gegen Staub und Regen.** Vielfach hat man die Rollenlager gegen Regen, namentlich aber gegen Staub zu schützen gesucht, da durch Rost und Staub natürlich der Widerstand erhöht wird. Ein ganz vollständiger Abschluss ist indess nicht wohl möglich. Die angewendeten Mittel sind folgende:

1. Man giebt der Unterlagsplatte Seitenbacken, welche an die Ueberlagsplatte möglichst genau anschliessen (Fig. 371). In diesem Falle ist indess ein Reinigen von dem immerhin noch eindringenden Staube nicht mehr möglich, so dass diese Anordnung wohl nicht besonders zu empfehlen ist.

2. Man setzt auf die Unterlagsplatte einen wegnehmbaren Rahmen von dünnem Bleche auf, auf welchem verschiebbar ein zweiter, die Ueberlagsplatte umschliessender Rahmen G aus Winkeleisen ruht (Fig. 410). Der Rahmen G darf mit der Ueberlagsplatte nicht fest verbunden sein, damit auf den unteren Rahmen kein zu starker Druck kommt. Hierdurch ist ein möglichst vollständiger Abschluss erreicht und ausserdem ist ein Reinigen, etwa durch kräftiges Ausspritzen, nach Wegnahme der Rahmen möglich.

3. Man macht den die Rollen umgebenden Rahmen so hoch, dass er an die Unter- und Ueberlagsplatte ziemlich dicht anschliesst (Fig. 367 und 372). Da ein genaues Anschliessen indess nicht zulässig ist, weil sonst ein zu starker Druck auf die Zapfen wirken könnte und die leichte Beweglichkeit vermindert würde, so ist dieses Mittel nicht sehr wirksam.

Fig. 384.

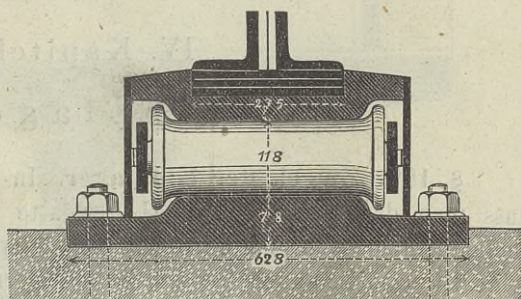
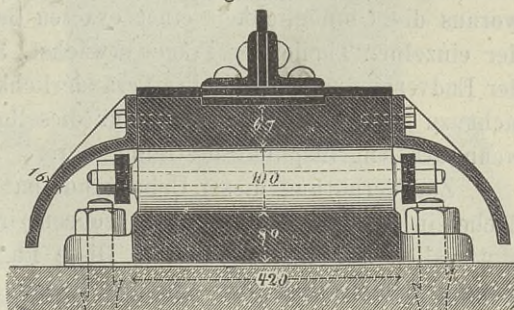
Brücke über die Nahe bei Münster am Stein. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

Fig. 385.

Brücke über den Tammaro (Linie Ariano-Benevento).
 $\frac{1}{2}$ n. Gr.

4. Man befestigt an der Ueberlagsplatte einen aus schwachen Blechen bestehenden Rahmen oder Mantel, welcher bis zur Unterlagsplatte reicht (Fig. 384). Auch hier ist aus denselben Gründen, wie bei der vorigen Anordnung, kein genauer Schluss möglich. Ein Reinigen ist indess nach Beseitigung des Mantels leicht thunlich. Man hat sich auch mit einer an der Ueberlagsplatte befestigten Decke begnügt (Fig. 385), welche nur einen Schutz gegen Regen gewährt.

In den weitaus meisten Fällen hat man indess die Lager ganz unbedeckt gelassen.

IV. Kapitel.

K i p p l a g e r .

§. 189. **Zweck der Kipp lager.** In §. 172 wurde bereits gesagt, dass man den Druck auf die Lagerplatte möglichst gleichmässig vertheilen könne, wenn man derselben eine entsprechende Neigung giebt; dasselbe ist natürlich auch bei den Rollenlagern möglich. Eine vollständige gleichmässige Vertheilung ist indess nicht zu erzielen, da es einestheils nicht möglich ist, die erforderliche Neigung der Platte ganz exact herzustellen, anderntheils sich diese Neigung auch nicht vollkommen erhalten würde. Eine ungleichmässige Vertheilung hat aber folgende Nachteile: 1. Ueberlastung eines Theiles des Mauerwerkes und der Platten, sowie einzelner Rollen. 2. Unbestimmtheit des Angriffspunktes des Stützendruckes, woraus die Unmöglichkeit einer exacten Bestimmung der Beanspruchung der einzelnen Theile der Träger erwächst. 3. Da man bei der Construction der Endverbindungen auf eine Veränderlichkeit des Angriffspunktes Rücksicht zu nehmen hat, so wird für dieselben mehr Material nöthig, als wenn der Angriffspunkt bestimmt wäre.

Zur Verhütung dieser Uebelstände hat man sehr häufig die Auflagerfläche in eine so kleine Fläche concentrirt, als es die Festigkeit der Materialien nur irgend zulässt. Diese Lager gestatten offenbar ein beliebiges Schiefstellen der Axe des Trägers, ohne dass sich dadurch die Druckvertheilung ändert, sie gestatten also ein Kippen des Trägers, weshalb wir sie Kipp lager nennen (ausser diesem von uns gewählten Namen ist uns kein anderer bekannt).

Es sind zwei verschiedene Constructionen der Kipp lager, die natürlich sowohl feste als auch Gleit- und Rollenlager sein können, in Anwendung, nämlich:

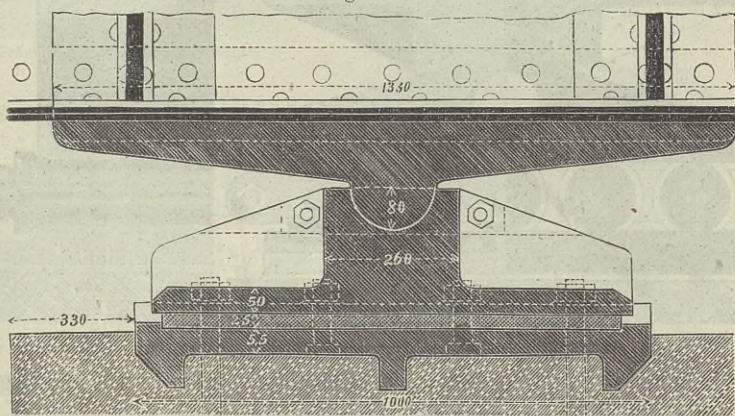
1. Die Berührung findet in einer cylindrischen Fläche statt, wie bei der Lagerung eines Zapfens; wir nennen diese Lager Zapfen-Kipp lager.

2. Es berührt sich eine Ebene mit einer Cylinderfläche; wir nennen diese Lager Tangential-Kipplager.

Die Berührungsfläche liegt zwischen zwei Theilen, dem Balancier, welcher direct mit dem Träger verbunden ist, und dem Lagerkörper, welcher bei festen Lagern direct auf dem Mauerwerke, bei Rollenlagern auf den Rollen ruht.

§. 190. **Construction der Zapfen-Kipplager.** Hinsichtlich der Bildung des Zapfens sind drei Constructionen üblich:

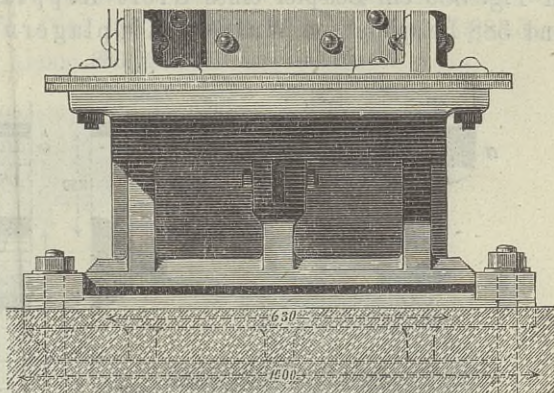
Fig. 386.



Rheinbrücke bei Mannheim.
1/5 n. Gr.

1. Am Balancier befindet sich ein Halbzapfen, welcher im Lagerkörper sein Lager hat (Fig. 386).

2. Am Lagerkörper befindet sich ein Halbzapfen, welcher im Balancier sein Lager hat (Fig. 381, 387, 393 und 399).



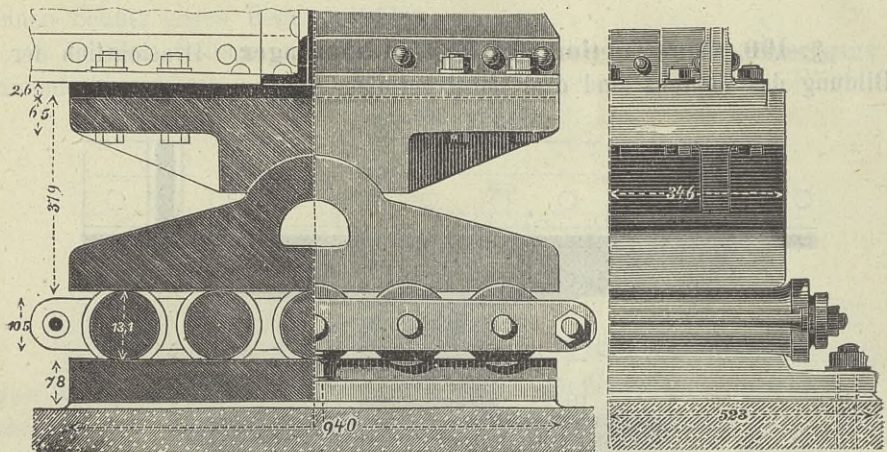
3. Es ist ein voller Zapfen vorhanden, welcher im Lagerkörper und Balancier gelagert ist (Fig. 367, 380, 388 und 392).

Hinsichtlich der Wirkung sind alle drei Constructionen gleich gut. Meist findet man indess die zweite Construction, da die beiden anderen den Nachtheil bieten, dass sich im Lager des Lagerkörpers bei nicht vollkommenem Schlusse Wasser aufhalten kann, und wohl auch desshalb, weil der Lagerkörper im Allgemeinen in der Mitte eine grössere Dicke bedarf, als der Balancier, wozu ein am Lagerkörper befindlicher Halbzapfen Gelegenheit bietet, so dass etwas weniger Material nöthig wird. Der volle

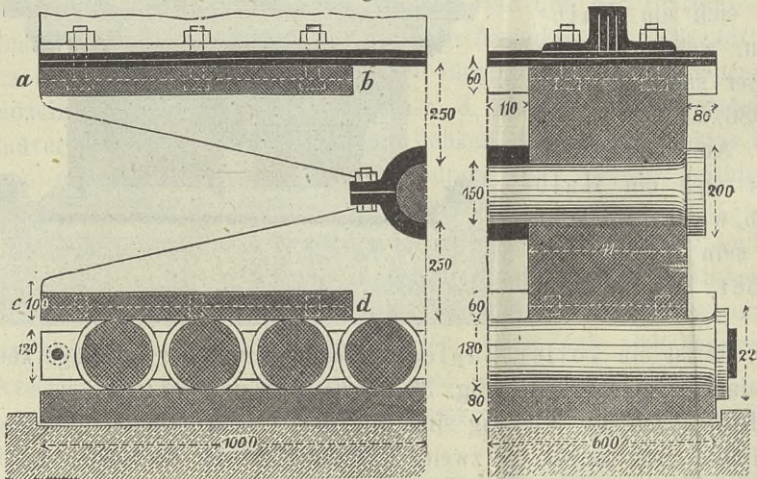
Zapfen bietet den grossen Vortheil, dass durch genaues Abdrehen und Einschleifen ein exacter Schluss erzielt werden kann.

Zu beiden Theilen wählt man gewöhnlich Gusseisen; seltener ist Stahl in Anwendung gekommen (Fig. 380 und 388). Volle Zapfen werden am besten aus Stahl hergestellt.

Fig. 387

Lahnbrücke bei Lahnstein (grosse Oeffnung). — $\frac{1}{5}$ n. Gr.

Wir haben in Fig. 386, 392 u. 393 Beispiele von festen Kipplagern, in Fig. 386 ein Beispiel eines Gleit-Kipplagers, in Fig. 380, 387 und 388 Beispiele von Walzen-Kipplagern und in Fig. 381 ein Beispiel eines Stelzen-Kipplagers gegeben.

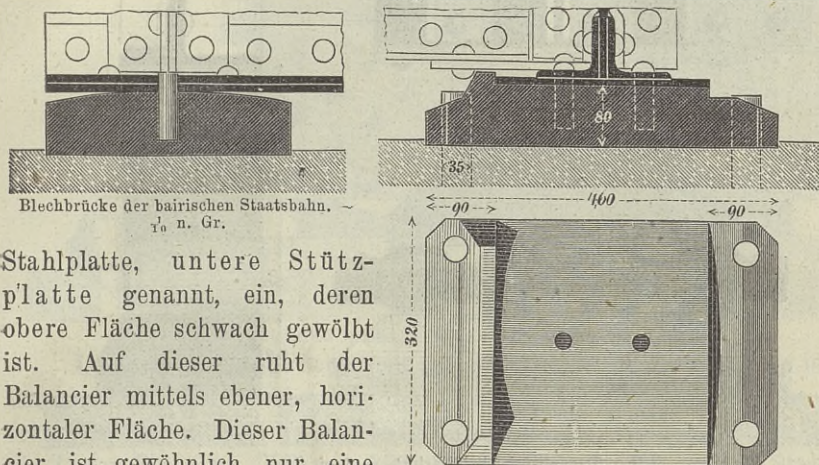
Leckbrücke bei Kulenburg. $\frac{1}{20}$ n. Gr.

In Fig. 388 besteht sowohl der Lagerkörper, als der Balancier, entsprechend dem Doppelgurte, aus zwei Theilen, da ein einziger Theil bei der grossen Oeffnung der Brücke (150^m Spannsw.) eine Breite von 1640^{mm}, bei der kleinen Oeffnung (80^m

Spannw.) eine Breite von 1040mm erhalten haben würde. Beide Theile aber sind durch Platten ab und cd mit einander verbunden.

§. 191. **Construction der Tangential-Kipplager.** Gewöhnlich setzt man in den aus Gusseisen bestehenden Lagerkörper eine schmale

Fig. 389.

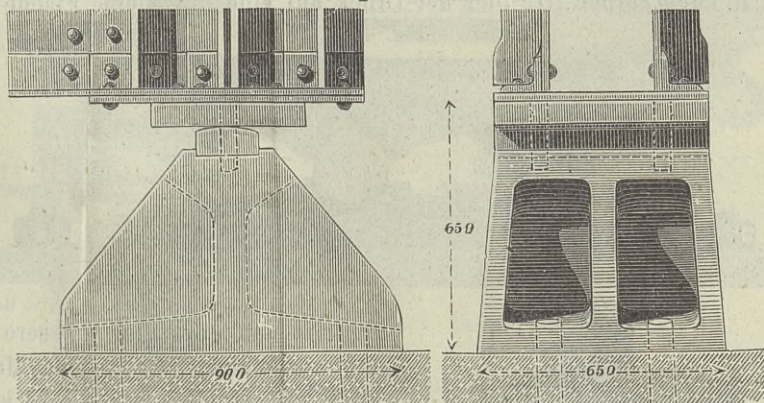


Blechbrücke der bairischen Staatsbahn. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Stahlplatte, untere Stützplatte genannt, ein, deren obere Fläche schwach gewölbt ist. Auf dieser ruht der Balancier mittels ebener, horizontaler Fläche. Dieser Balancier ist gewöhnlich nur eine direct mit dem Träger verbundene Stahlplatte, die obere Stützplatte genannt.

Diese Lager sind gewöhnlich bei den in den Etablissements von Klett & Co. sowie von Maffei für Pauli'sche Träger und für andere Gitterträger, ja selbst für kleine Blechträger angewendet worden.

Fig. 390.



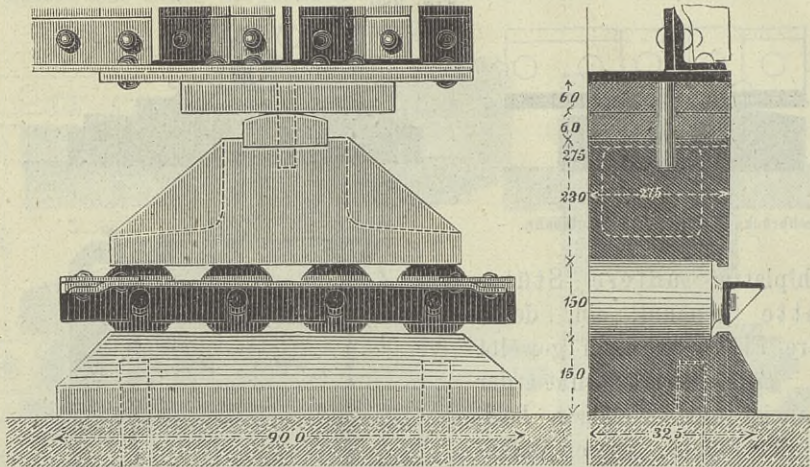
Donaubrücke bei Mariort. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

Wir geben in Fig. 389 die Darstellung eines für Blechträger angewendeten Lagers; die obere Fläche der Lagerplatte ist gewölbt (etwa $\frac{1}{30}$ der Breite), so dass eine besondere untere Stützplatte entfällt. Die obere Stützplatte besteht in einer an den Träger mit versenkten Nieten befestigten Blechplatte. Zwei Dorne oder Coupillen verhindern eine Ver-

schiebung. Das in Fig. 389 dargestellte Lager entspricht einer Spannweite von etwa 6 Metern.

Als Beispiele von Tangentialkipplagern für grössere Brücken geben wir in Fig. 369 ein Beispiel eines Stelzenlagers für eine Pauli'sche, und

Fig. 391.



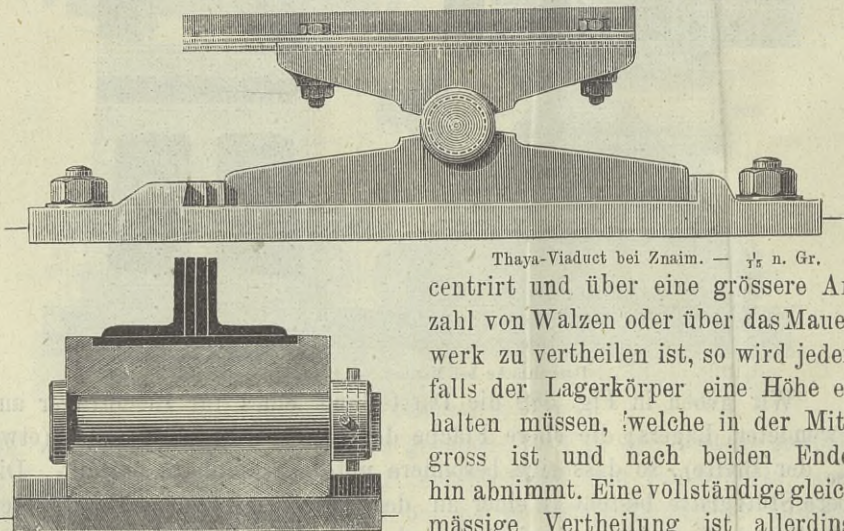
Donaubrücke bei Mariort. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

in Fig. 390 und 391 Beispiele eines festen und eines Walzenlagers für eine Parallelträger-Brücke. Das feste und das bewegliche Lager haben bei diesen Brücken immer gleiche Gesamthöhe.

§. 192. Construction des Lagerkörpers und Balanciers.

1. Lagerkörper. Da hier der Druck auf eine nur kleine Fläche concentrirt und über eine grössere Anzahl von Walzen oder über das Mauerwerk zu vertheilen ist, so wird jeden-

Fig. 392.

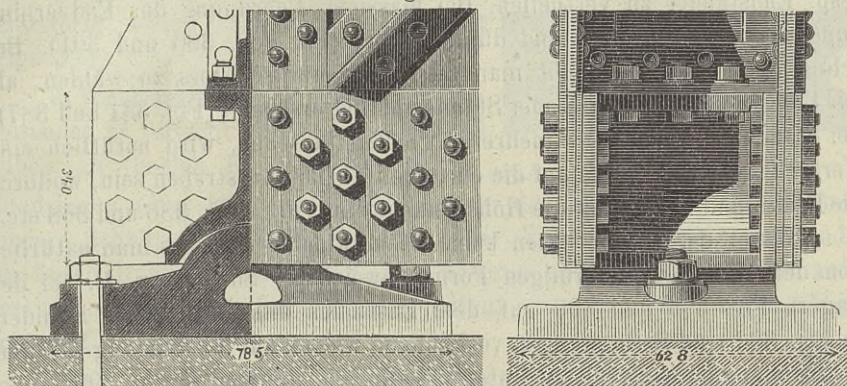


Thaya-Viaduct bei Znaim. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

falls der Lagerkörper eine Höhe erhalten müssen, welche in der Mitte gross ist und nach beiden Enden hin abnimmt. Eine vollständige gleichmässige Vertheilung ist allerdings

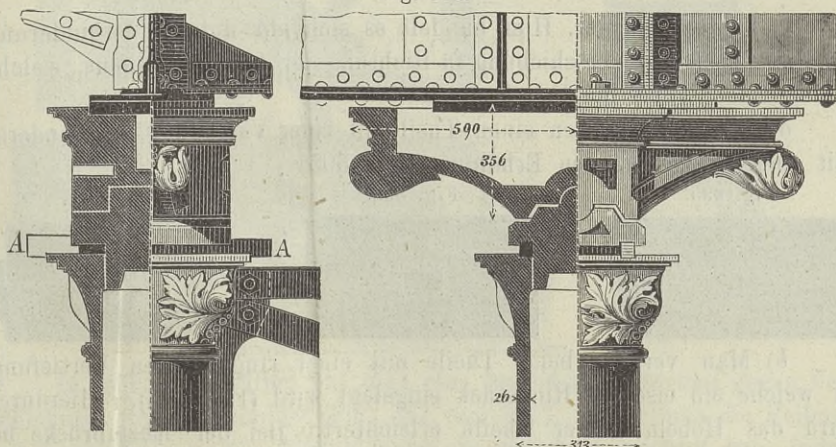
nicht möglich; in der Mitte wird der Druck immer etwas stärker sein; jedoch wird man sich der gleichmässigen Vertheilung um so mehr nähern, je grösser man die Höhe in der Mitte wählt.

Fig. 393.

Lahnbrücke bei Lahnstein (kleine Oeffnung). — $\frac{1}{16}$ n. Gr.

Ist der Querschnitt senkrecht zur Brückenaxe ein Rechteck, so müsste bei gleichmässiger Vertheilung des Druckes der Lagerkörper eine dreieckige Form haben; die praktische Annäherung an diese Form zeigen die Lager Fig. 380, 388 und 392, bei denen beide Theile aus Stahl bestehen, und das Lager Fig. 387. Bei Anwendung von Gusseisen besteht der Lagerkörper gewöhnlich aus einer Platte mit constanter Dicke oder mit nach der Mitte etwas zunehmender Dicke, welche durch zwei oder

Fig. 394.

Blechbrücke der hannover'schen Staatsbahn bei Osnabrück. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

mehrere Rippen entsprechend verstärkt ist (Fig. 369, 381, 386, 390, 391 und 399). Ausserdem muss der Lagerträger in der Mitte eine der Form der Stützfläche entsprechende Gestaltung erhalten. Wenn der Lagerkörper einen Halbzapfen trägt, so wird derselbe gewöhnlich hohl gegossen (Fig. 387, 393 und 399).

Bei den festen Lagern legt man unter den Lagerkörpern häufig noch eine gusseiserne Platte, um eine genaue Justirung desselben zu ermöglichen (Fig 392; vergl. §. 185).

2. Balancier. Vom Balancier gilt zum Theil dasselbe; jedoch können hier auch noch anderweite Bedingungen hinzukommen. Gewöhnlich kommt es hier darauf an, den Druck auf die einzelnen Theile der Endverbindungen, resp. Endständer zu vertheilen. Bei massiger Anordnung der Endverbindung genügt eine kurze und dünne Platte (Fig 369, 390 und 391). Bei schmalen Ständern braucht man die Breite nur so gross zu wählen, als zur Befestigung am Gurte oder Ständer nöthig erscheint (Fig. 381 und 387); bei Ständern, welche aus mehreren Theilen bestehen, wird natürlich eine Vertheilung des Druckes auf die einzelnen Theile anzustreben sein, wodurch die Breite und wohl auch die Höhe bedingt sind (Fig. 381, 386 und 388 etc.).

Bietet der Träger unten keine ebene Fläche, so muss man natürlich von der mehr plattenförmigen Form abweichen. So ruht z. B. bei den Lagern Fig. 393 und 399 auf dem Balancier unmittelbar der Ständer; in Fig. 393 sind Seitenwangen vorhanden, welche zur Verbindung mit dem als Streifengurt construirten Untergurte dienen, während in Fig. 399 Seitenwangen zur Verbindung mit der Verlängerung des Ständers angeordnet sind.

Wenn die Träger durch gusseiserne Säulen getragen werden, so sind die Dimensionen des Lagerkörpers durch die Grösse des Säulenkapitales gegeben, während der Balancier häufig nur zur Erzielung einer entsprechenden Decoration höher und breiter gewählt wird, als es aus Festigkeitsrücksichten nothwendig wäre (Fig. 394 und 402).

§. 193. Verhinderung einer gegenseitigen Verschiebung beider Theile.

1. Zapfenkipplager. Hier handelt es sich nur um die Verhinderung einer gegenseitigen Verschiebung in Richtung der Axe des Zapfens, welche in folgender Weise möglich ist:

a) Man versieht den einen Theil mit einer Vertiefung, den anderen mit einer entsprechenden Erhöhung (Fig. 395).

Fig. 395.

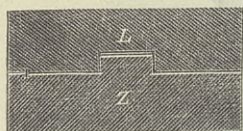
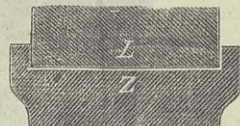


Fig. 396.



Fig. 397.



b) Man versieht beide Theile mit einer ringförmigen Vertiefung, in welche ein eisernes Ringstück eingelegt wird (Fig. 396). Hierdurch wird das Hobeln beider Theile erleichtert. Bei der Rheinbrücke bei Mannheim (Fig. 386) sind die Vertiefungen nicht ringförmig, sondern in der tiefsten Stelle geradlinig begrenzt; in beide greift ein Blechstück, welches am Lagerkörper mit zwei Schrauben befestigt ist.

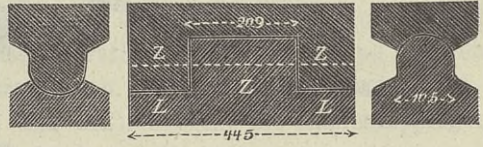
c) Der eine Theil hat zwei, der andere einen Halbzapfen, so dass der letztere zwischen den beiden ersteren liegt, ähnlich einem Charniere (Fig. 398). Indess dürfte diese Anordnung wohl weniger Empfehlung verdienen.

d) Der eine Theil ist an beiden Seiten mit Rändern versehen, welche über den andern greifen (Fig. 397). Anstatt die Ränder anzuziessen, hat man sie auch durch Anschrauben von Blechplatten gebildet (Fig. 399), wenn sie nicht schon durch die

Gurtform selbst entstehen (Fig. 393).

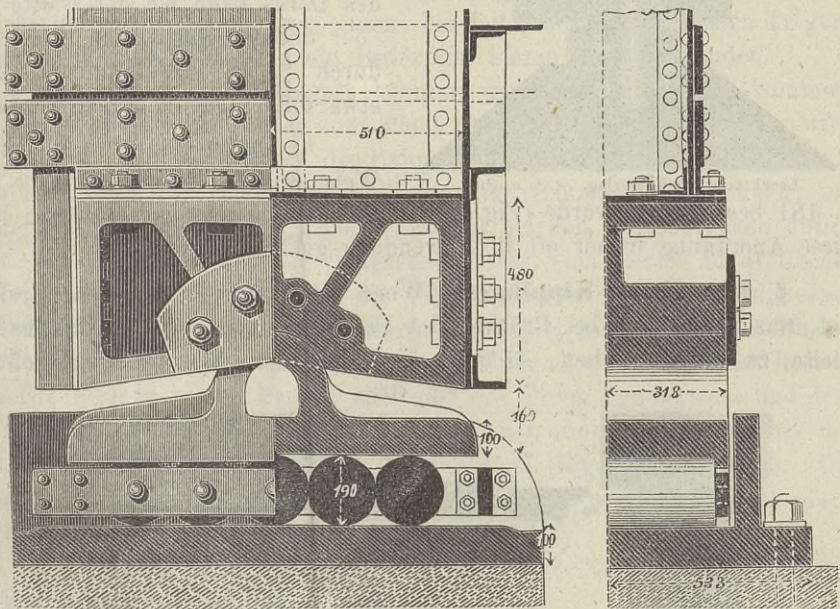
e) Wenn man volle Zapfen anwendet, so versieht man dieselben an beiden Enden mit

Bundringen (Fig. 388) oder befestigt an den Enden des Zapfens besondere Scheiben (Fig. 367). Bei dem Lager Fig. 392 ist an einem Ende ein fester Bundring vorhanden, am anderen aber ist eine Hülse aufgeschoben und durch Splinte festgehalten, was uns indess als unnöthig erscheint.



Kleine Brücke von Schwedler. — $\frac{1}{16}$ n. Gr.

Fig. 399.



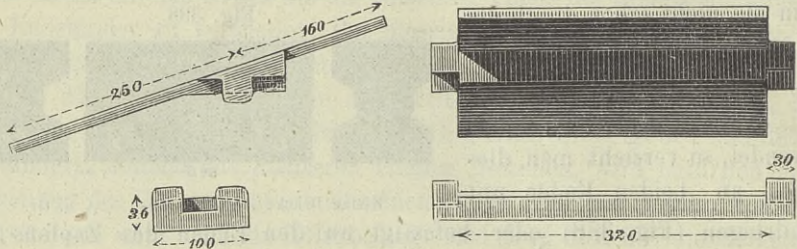
Brücke über den Jumma bei Allahabad in Indien. — $\frac{1}{16}$ n. Gr.

In sehr vielen Fällen hat man eine besondere Sicherung gegen Verschiebung nicht angeordnet (Fig. 381 und 387), indem man die Reibung zur Verhinderung einer Verschiebung als genügend erachtet hat; indess ist hierzu nicht zu rathen, da in Folge der Erschütterungen factisch kleine Verschiebungen entstanden sind.

2. **Tangential-Kipplager.** Hierzu ist sowohl eine Sicherung gegen Verschiebung in Richtung der Brückenaxe, als senkrecht hierzu erforderlich. Es sind folgende zwei Sicherungen üblich:

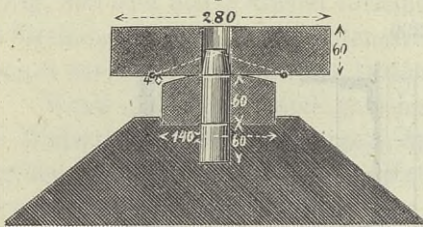
a) Durch Dorne oder Cylinder, welche durch beide Stützplatten gehen und ein Stück in den Lagerkörper hineinreichen (Fig. 389 bis 391).

Fig. 400.

Rodachbrücke bei Kronach. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

In der oberen Stützplatte sind dieselben schwach zu verjüngen, so dass eine kleine Drehung der oberen Stützplatte möglich wird (Fig. 401). Gewöhnlich sind an einem Lager zwei Dorne vorhanden. Die Dicke des Dorns kann bei der Breite b der unteren Stützplatte, welche durch §. 187 bestimmt ist, zu etwa $0,25 b$ angenommen werden.

Fig. 401.

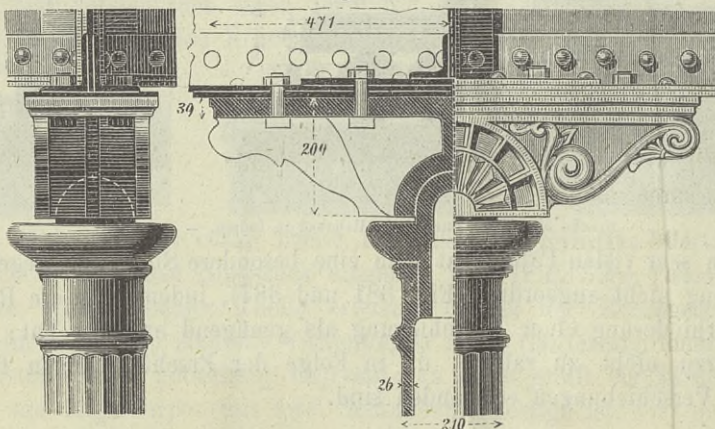
Leckbrücke bei Kaufering. — $\frac{1}{10}$ n. Gr.

§. 181 beschrieben wurde (Fig. 400). Bei den Pauli'schen Brücken ist diese Anordnung früher oft in Anwendung gekommen.

b) Durch Zähne in gleicher Weise, wie für die Stelzenlager in

§. 194. **Kugel-Kipplager.** Wenn die Brücke eine grosse Breite hat, was namentlich bei Brücken der Fall sein kann, welche Bahnhofs-
gleise zu tragen haben, so muss eine derartige Anordnung getroffen

Fig. 402.

Brücke der Halle-Sorau-Gubener Bahn über die Berlin-Anhalter Bahn bei Delitzsch. — $\frac{1}{15}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 414, S. 308.)

werden, dass bei Temperaturänderungen nicht nur eine Verschiebung in der Längsrichtung, sondern auch in der Querrichtung möglich wird. Da derartige Brücken in der Regel nur eine geringe Spannweite haben, so lässt sich diese Bedingung durch Anordnung von Gleitlagern leicht erfüllen. Wenn

die Träger solcher Brücken eine Mittelunterstützung durch gusseiserne Säulen haben, was nicht selten vorkommt, so nehmen diese Säulen bei Temperaturänderungen eine schiefe Stellung an, wobei sich die Säule nach verschiedenen Seiten hin neigen kann. Um nun den Druck auf die Säule möglichst central wirken zu lassen, also die Säule möglichst wenig auf Biegung zu beanspruchen, ist es rathsam, am oberen und unteren Ende der Säule Kugellager anzuwenden, wobei die Zapfen durch Halbkugeln ersetzt werden (Fig. 402 und 412). Das für die Zapfenkipplager Gesagte lässt sich im Allgemeinen auch auf diese Lager anwenden.

§. 195. Pendellager. Beim eigentlichen Pendellager ist eine längere verticale Säule vorhanden, welche an dem einen Ende so gelagert ist, dass sie frei pendelartig schwingen kann und am anderen mit dem Träger scharnierartig verbunden ist. Während beim Walzen- und Stelzenlager das Trägerende sich in horizontaler Richtung bewegt, beschreibt es hier einen Kreisbogen. Bei den Kettenbrücken sind die Pendellager mehrfach in Anwendung gekommen; bei den Brücken mit geraden Trägern indess ist im Allgemeinen ein Bedürfniss hierzu nicht vorhanden.

Nur bei den Fischträgern könnten diese Lager in Frage kommen, wenn die Träger ganz oder zum Theil über der Bahn liegen. Hier wird es nöthig, zu beiden Seiten der Bahn Pfeiler, Ständer oder Pilonen aufzuführen, welche portalartig mit einander verbunden sein können, um auf diesen die Träger zu lagern, wie es bei den Kettenbrücken üblich ist. Die Beweglichkeit der Trägerenden lässt sich hierbei in dreifacher Weise erreichen: 1. Man hält die Pilonen fest und setzt auf dieselben gewöhnliche Rollenlager; diese Anordnung finden wir z. B. bei der Rheinbrücke bei Mainz (Fig. 49, S. 47). 2. Die Pilonen selbst ruhen auf Rollen. 3. Die Pilonen bilden Pendel, sind also mit ihrem Fundamente und dem Träger scharnierartig verbunden. Wir finden diese Anordnung bei der Strassenbrücke über den Main bei Stassfurt (Fig. 20, Seite 22). Die beiden Ständer, welche die Pendel bilden, sind hier nur unten durch einen Querträger mit einander verbunden.

Wir werden die Pendellager im Abschnitte über »Hängebrücken« näher besprechen.

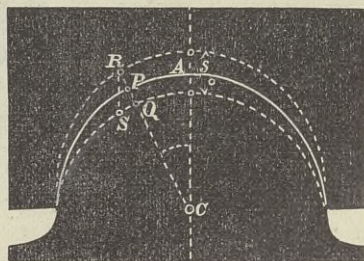
§. 196. Dimensionen der Stützflächen.

a) Zapfen-Kipplager. Wir setzen voraus, dass der Zapfen genau in das Lager passe. Beide Theile werden sich in Folge der Belastung zusammendrücken; in einem beliebigen

Punkte P (Fig. 403) sei die Zusammendrückung senkrecht zur Oberfläche im Zapfen $PQ = s_1$, im Lager $PR = s$, und der hier herrschende Druck pro Flächeneinheit $= N$. Wir können alsdann, entsprechend dem §. 178, setzen

$$s = AN, s_1 = A_1 N.$$

Fig. 403.



Ist RS parallel der verticalen Axé AC und $\angle ACP = \varphi$, so ist $RQ = RS \cos \varphi$, also wenn man $RS = s_0$ setzt, $s + s_1 = s_0 \cos \varphi$, mithin $(A + A_1) N = s_0 \cos \varphi$ oder

$$N = \frac{s_0 \cos \varphi}{A + A_1} \cdot s_0 \cos \varphi$$

Nun aber ist bei dem Radius r und der Zapfenlänge l , vorausgesetzt, dass die Berührung in einem Halbkreise erfolgt, der Stützendruck

$$D = l \int_{-\frac{1}{2}\pi}^{+\frac{1}{2}\pi} N r d\varphi \cdot \cos \varphi = \frac{s_0 r l}{A + A_1} \int_{-\frac{1}{2}\pi}^{+\frac{1}{2}\pi} \cos^2 \varphi d\varphi, \text{ d. i.}$$

$$D = \frac{s_0 r l}{A + A_1} \cdot \frac{\pi}{2} = \frac{\pi s_0 r l}{2(A + A_1)}$$

Setzt man den hieraus resultirenden Ausdruck für s_0 in den obigen Ausdruck für N , so ergibt sich

$$N = \frac{2 D \cos \varphi}{\pi r l}$$

Am grössten wird hiernach N für $\varphi = 0$ und zwar ist

$$66. \quad \max N = \frac{2 D}{\pi r l}$$

Demnach ist $\max N$ ebenso gross, als wenn sich der Druck D auf die Hälfte der Oberfläche des Halbzapfens gleichmässig vertheilen würde. Setzen wir $\max N$ gleich dem Sicherheitscoefficienten K für Druck, so ergibt sich als Radius

$$67. \quad r = \frac{2 D}{\pi K l} = 0,636 \frac{D}{K l}$$

Führt man für K den zur Berechnung der Träger angewendeten Sicherheitscoefficienten ($0,73$ bis $0,78$ Ton. pro \square^{cm}) ein, so ergibt sich $r = 15$ bis 37^{mm} , was indess zu klein ist, da eine so gleichförmige Druckvertheilung, wie sie bei der Theorie vorausgesetzt wurde, nicht anzunehmen ist. Bei ausgeführten Brücken findet man $K = 0,15$ bis $0,55$ Ton. pro \square^{cm} . Für die Mittelpfeiler continuirlicher Träger kann man K etwas grösser annehmen (entsprechend dem §. 178). Man kann etwa setzen:

	<i>Gusseisen.</i>	<i>Stahl.</i>
68. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Endpfeiler} \\ \text{Mittelpfeiler} \end{array} \right.$	$r = \frac{2,0 D}{K_1 l},$	$r = \frac{1,5 D}{K_1 l},$
	$r = \frac{1,5 D}{K_1 l},$	$r = \frac{1,2 D}{K_1 l},$

wobei K_1 den Sicherheitscoefficienten bedeutet, welchen man zur Berechnung der Träger anwendet. Der Ausdruck für Stahl ist nur zu wählen, wenn ausser dem Zapfen auch Lagerkörper und Balancier von Stahl sind. Da der Stützendruck auf die Mittelpfeiler continuirlicher Träger circa 3 mal so gross ist, als der auf die Endpfeiler, so ergibt sich der Radius für die Mittelpfeiler circa $3 \cdot \frac{1,5}{2,0} = 2,25$ mal so gross, als für die End-

pfeiler. In der Praxis hat man indess wohl meist den Durchmesser gleichgewählt, obwohl hierdurch kein erheblicher Vortheil erreicht wird.

b) Tangential-Kipplager. Für diese lässt sich die in §. 178 geführte Untersuchung ohne Weiteres anwenden. Da bei einer grösseren Anzahl von Walzen sich der Druck nicht ganz gleichmässig vertheilen wird, so können wir hier K jedenfalls etwas grösser annehmen, als dort. Berücksichtigt man ausserdem noch, dass hier nur Stahl Verwendung findet, so kann man K etwa *1,5 mal* so gross nehmen, als dort. Mit Rücksicht hierauf ergibt sich, wenn man $n = 1$, $d = 2r$ setzt, wobei r den Radius der unteren Stützplatte bedeutet,

$$69. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Endpfeiler} \dots\dots\dots r = \frac{4 D^2}{K_1^3 l^2}, \\ \text{Mittelpfeiler contin. Träger} \dots\dots r = \frac{1,5 D^2}{K_1^3 l^2}, \end{array} \right.$$

wenn K_1 wieder den Sicherheitscoefficienten bedeutet, welchen man zur Berechnung der Träger anwendet. Bei einfachen Trägern ergibt sich hiernach für 30, 50, 100, 150 Meter Spannweite für eingeleisige Brücken bezüglich etwa $r = 0,30, 0,42, 0,77, 1,61^m$, für zweigleisige Brücken bezüglich etwa $r = 0,60, 0,80, 1,39, 2,74^m$.

Neigt sich die Axe des Trägers bei der Durchbiegung um den Winkel α , so ist die entsprechende Verrückung des Berührungspunktes beider Stützplatten $= r \tan \alpha$, was sich für eingeleisige Brücken zu *0,5 bis 1,0^{mm}*, für zweigleisige zu *1,0 bis 1,7^{mm}* ergibt. Dies ist gleichzeitig die absolut nöthige Breite b der Stützplatten; für die Ausführung ist dieselbe natürlich wesentlich grösser anzunehmen: man kann dieselbe bei der Spannweite L etwa annehmen zu

$$70. \quad b = 70 + 4L \text{ Millimeter.}$$

Die Dicke jeder Stützplatte ist etwa zu *0,36 b* anzunehmen.

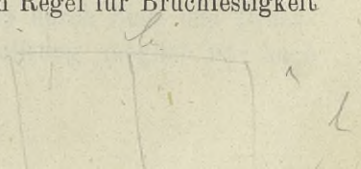
§. 197. Dimensionen des Lagerkörpers und Balanciers.

Die Länge des Lagerkörpers ist ebenso gross zu wählen, wie für Flächenlager, also für feste Gleitlager nach §. 165 und für Rollenlager nach §. 187. Meist wählt man die untere Breite des Lagers für das feste und bewegliche Lager gleich gross, falls beide Endlager oder beide Mittelager sind.

Bezeichnen wir die Höhe in der Mitte unter der Annahme eines rechteckigen Querschnittes in der Mitte mit h , die Länge der Platte in Richtung des Trägers mit b , die Breite derselben (gewöhnlich gleich der Länge l der Walzen) mit l , so ergibt sich unter Annahme einer gleichmässigen Druckvertheilung nach der bekannten Regel für Bruchfestigkeit

$$\frac{1}{12} K l h^3 = \frac{1}{16} D b h \text{ oder}$$

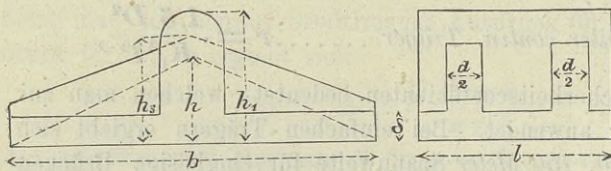
$$\sigma = \frac{M}{I}$$



$$71. \quad h = \sqrt{\frac{3 D b}{4 K l}}$$

Wendet man Gusseisen an, so ist für K der Sicherheitscoefficient für Zerreißen einzuführen; nimmt man $K = 0,20$ Tonnen pro \square^{cm} an, was im vorliegenden Falle genügend ist, so ergibt sich $h = 0,18 b$ bis $0,21 b$, also durchschnittlich etwa $h = 0,2 b$. Wählt man dagegen Stahl, so kann man etwa $K = 1,00$ Tonnen pro \square^{cm} einführen und dann ergibt sich h nur $= 0,08 b$ bis $0,09 b$, also kaum halb so gross. Mit Rücksicht auf eine möglichst gleichmässige Druckvertheilung dürfte es indess wohl nicht rathsam sein, unter etwa $0,12 b$ herabzugehen, was einem Sicherheitscoefficienten von etwa $0,85$ Tonnen pro \square^{cm} entsprechen würde.

Fig. 404.



h_2 an, so muss die ganze Höhe h_1 mindestens

$$72. \quad h_1 = \frac{h}{\sqrt{1 - m^2}}$$

sein, wenn m das Verhältniss $\frac{h_2}{h_1}$ bedeutet und wenn vorausgesetzt wird, dass sich die Oeffnung in der Mitte der Höhe befindet. Hiernach würde sich z. B. für $m = 0,2 \ 0,3 \ 0,4 \ 0,5 \ 0,6$ bezüglich $h_1 = 1,004 \ 1,014 \ 1,034 \ 1,069 \ 1,119 \cdot h$ ergeben, also nur wenig grösser als h . Die Dicke δ der Platte kann man etwa

$$73. \quad \delta = 0,3 h \text{ bis } 0,4 h$$

wählen. Die Höhe h_3 der Rippen, in der Mitte gemessen, ergibt sich alsdann unter der Annahme gleicher Bruchfestigkeit,

$$74. \quad \begin{cases} d = 0,1 \ 0,2 \ 0,3 l \\ h_3 = 1,43 \ 1,28 \ 1,19 h \end{cases}$$

wonach für eine andere Rippendicke h_3 durch Inpolation bestimmt werden kann.

Die Länge des Balanciers ist hauptsächlich durch die Construction der Endverbindungen, resp. Endständer bestimmt. Vielfach macht man sie ebenso gross (Fig. 387 und 388), als die des Lagerkörpers, meist aber etwas kleiner (Fig. 380, 381 und 392); man findet sie aber auch grösser (Fig. 386). Die Verhältnisse kann man im Allgemeinen ebenso wählen, wie für den Lagerkörper.

V. Kapitel.

Schrauben- und Keil-Lager.

§. 198. Regulirung der Höhenlage und Neigung.

1. Höhenlage. Bei den einfachen Trägern ist eine genaue Herstellung der Höhenlage der Trägerenden allerdings erwünscht, um die projectirte Höhenlage der Nivellette oder Planie möglichst genau zu erhalten. Allein in Hinsicht auf die Beanspruchung der Träger schadet ein Fehler in der Höhenlage nichts. Ganz anders aber verhält sich die Sache bei den continuirlichen Trägern, wo eine exacte Einhaltung der Höhenlage unbedingt nothwendig ist, da eine geringe Aenderung derselben eine wesentliche Aenderung in der Beanspruchung der Träger herbeiführen kann, wie bereits in §. 3 und 4 in Zahlen nachgewiesen wurde. Bei einfachen Trägern sind daher besondere Vorkehrungen für die Regulirung der Höhenlage nicht nothwendig, während dagegen bei continuirlichen Trägern solche Vorkehrungen sehr erwünscht, ja nothwendig sind.

2. Neigung. Bei Anwendung von Kipplagern ist eine ganz exacte Herstellung der horizontalen Lage der Lager nicht erforderlich, da sich auch bei einer geringen Abweichung hiervon der Druck gleichmässig vertheilen wird; hierin liegt ja ein wesentlicher Vortheil der Kipplager. Wenn man dagegen Flächenlager vorzieht, so ist auf eine gleichmässige Druckvertheilung, also auf eine richtige Neigung, grosser Werth zu legen. Flächenlager bedingen daher besondere Vorkehrungen zur Regulirung der Neigung.

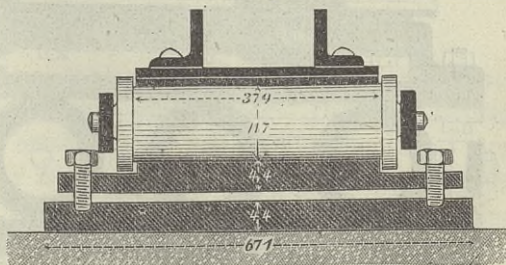
Bei den Anforderungen lässt sich durch Anwendung von Schrauben oder Keilen genügen.

§. 199. Schraubenlager. In einzelnen Fällen hat man zur Regulirung Schrauben angewendet. So liegen z. B. bei der Isarbrücke bei Plattling (Fig. 405) unter

den Walzen zwei Platten, von denen die obere an den Endlagern mittels 6, an den

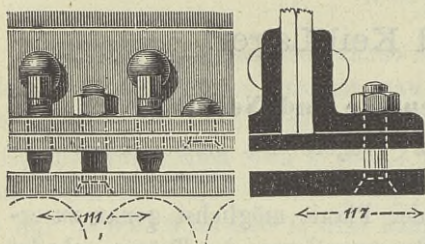
Mittellagern mittels 8 Schrauben (pro 1. Walze 1 Schraube) auf der unteren

Platte ruht. Bei den Brücken der Kreuz-Küstrin-Frankfurter Bahn (Fig. 406) ist umgekehrt die Zwischenplatte mit dem Gurte durch Zug- und Druck-



Isarbrücke bei Plattling. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

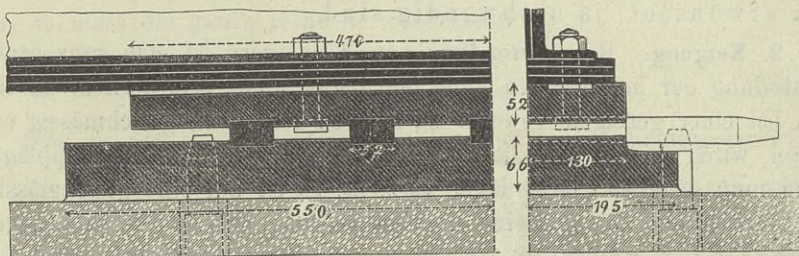
Fig. 406.

Viaduct bei Wüste-Kunersdorf. — $\frac{1}{4}$ n. Gr.

treten kann und ein nachträgliches Justiren kaum möglich ist, da die Schrauben einrostet. Der massivere Keil scheint hier mehr am Platze zu sein.

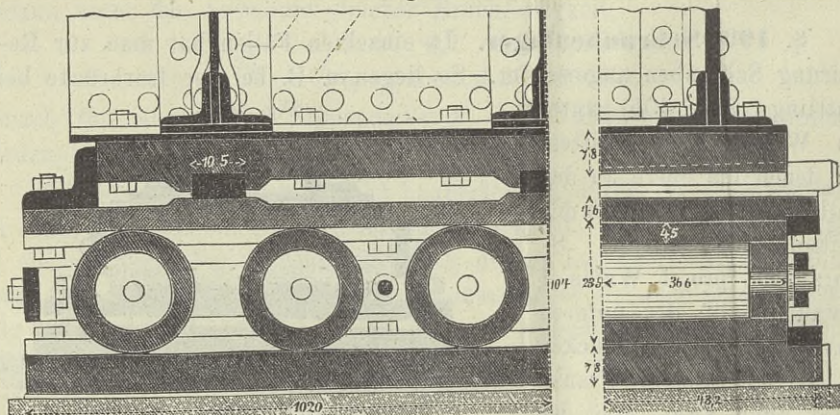
§. 200. Keil-Flächenlager. Sehr häufig hat man zur Regulierung Keile von Eisen oder Stahl angewendet. Hierzu ordnet man gewöhnlich unter dem Gurte zwei Platten an, zwischen denen die Keile eingetrieben

Fig. 407.

Dill-Brücke der Rhein-Lahn-Rahn (Mittellager). — $\frac{1}{8}$ n. Gr.

werden; bei den Rollenlagern liegen unter der unteren dieser beiden Platten die Rollen (Fig. 407 bis 411).

Fig. 408.

Brücke über den Alten Rhein bei Griethausen. — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

In der oberen, unmittelbar mit dem Gurte verbundenen Platte befinden sich gewöhnlich Nuthen, in welche die Keile eingreifen (Fig. 407,

der Aufstellung ist der Raum zwischen dieser Platte und dem Gurte mit Eisenkitt ausgefüllt worden.

Die Schrauben sind indess im vorliegenden Falle nicht geeignet, da sie zu kostspielig sind, eine genaue Regulierung sehr mühsam ist, durch die starken Erschütterungen ein Verstellen der Schrauben ein-

treten kann und ein nachträgliches Justiren kaum möglich ist, da die Schrauben einrostet. Der massivere Keil scheint hier mehr am Platze zu sein.

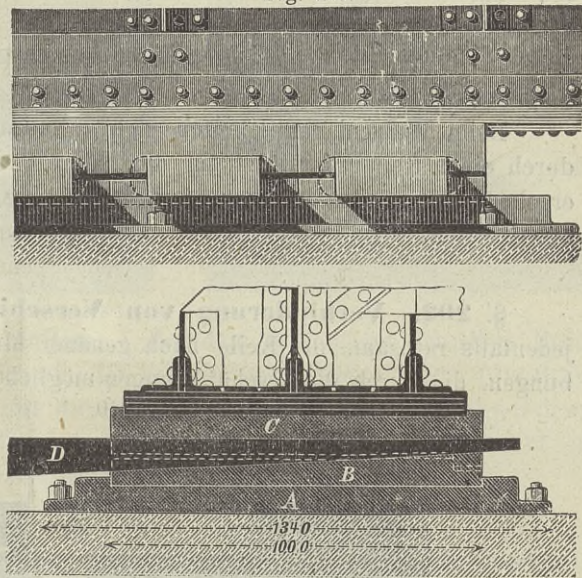
Fig. 408); man hat eine Verschiebung dadurch verhindert, dass man an die untere Platte an beiden Enden Winkeleisen geschraubt hat, welche an die obere Platte genau anschliessen (Fig. 408 und 411). Bei den festen Lagern giebt man gewöhnlich auch der unteren Platte Nuthen (Fig. 407 und 411). Bei den Rollenlagern dagegen hat man meist vermieden, der auf den Rollen frei aufliegenden Platte Einschnitte zu geben, um einem Zerbrecchen vorzubeugen. Bei dem Lager Fig. 410 dagegen hat man auf die untere Platte schmiedeeiserne Leisten *E* mit Nuthen gelegt, welche mit der unteren Platte durch Dübel (kreisförmige, niedrige Scheiben *F*) unverrückbar verbunden sind.

Zur möglichst gleichmässigen Vertheilung des Druckes erscheint es ratsam, entweder zwischen je zwei Walzen einen Keil (Fig. 410), oder besser nur in der Mitte zwischen der ersten und der zweiten, dritten und vierten Walze etc. einen Keil (Fig. 408) anzuordnen.

Um den Druck auf den Gurt und den Pfeiler möglichst gleichmässig vertheilen zu können, hat man auch über und unter jeden Keil eine besondere Platte gelegt (Fig. 409). Indess scheint uns dies eine unnöthige Complication zu sein; in der That ist uns ausser der Garonnebrücke von Langon keine weitere Brücke bekannt, welche diese Construction zeigt.

§. 201. Montirungsweise. Wollte man anfangs sogleich sämtliche Keile einlegen, so würde eine zweckmässige Druckvertheilung schwierig zu erzielen sein; es erscheint uns vielmehr angemessen, nur einen Keil einzulegen und zwar denjenigen, an welchem die Resultante des Stützendruckes wirken soll, wenn die Brücke nicht durch die zufällige Last belastet ist. Bei den Mittelpfeilern ist dies jedenfalls der mittlere Keil; bei den Endpfeilern dagegen ist es nach dem in §. 171 Gesagten der äussere (von der lichten Oeffnung am weitesten entfernte) Keil. Die übrigen Keile werden erst nach der Montirung eingetrieben und zwar,

Fig. 409.

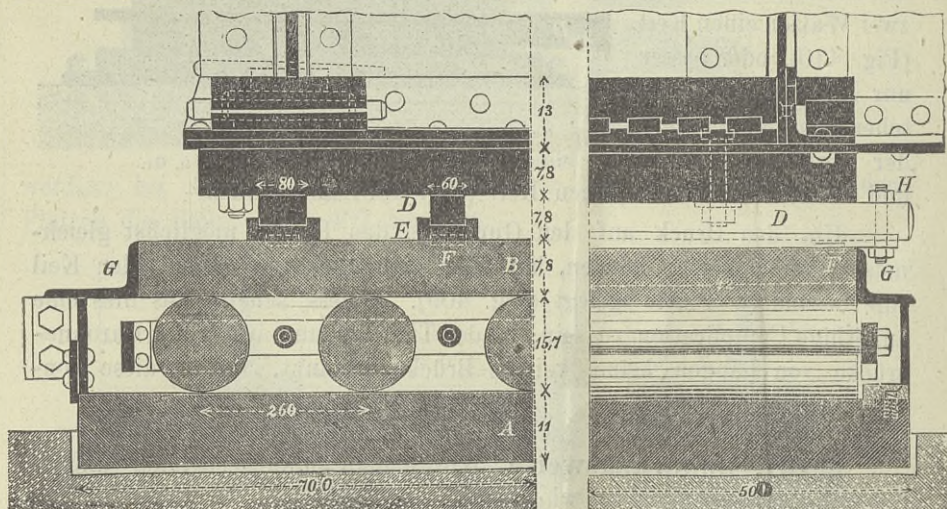
Brücke über die Garonne bei Langon. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

nachdem die Träger nicht mehr auf dem Gerüste ruhen. Wenn die Brücke unbelastet ist, sollen die Keile nur lose eingetrieben werden und zwar nach dem bereits vorhandenen Keile zu immer strenger und strenger, so dass bei einseitiger Belastung eine möglichst gleichmässige Vertheilung des Druckes stattfindet. Bei den Mittelpfeilern wird diese gleichmässige Vertheilung allerdings nur auf der einen oder anderen Hälfte des Pfeilers stattfinden, je nachdem die eine oder andere Oeffnung belastet ist, während sich bei der Belastung beider Oeffnungen der Druck über den ganzen Pfeiler gleichmässig vertheilt. Im belasteten Zustande der Brücke kann man sich einigermaßen überzeugen, ob alle Keile gleichmässig gedrückt sind.

Beim Walzenlager könnten sich, falls man das Eigengewicht nur durch einen Keil unterstützt, für die untere Platte zu starke Dimensionen ergeben; es würden alsdann Anfangs zwei Keile statt des einen einzulegen sein.

§. 202. **Verhinderung von Verschiebungen.** Es erscheint jedenfalls rathsam, die Keile nach genauer Montirung gegen Verschiebungen, die durch die Erschütterungen möglich sind, zu schützen, jedoch

Fig. 410.

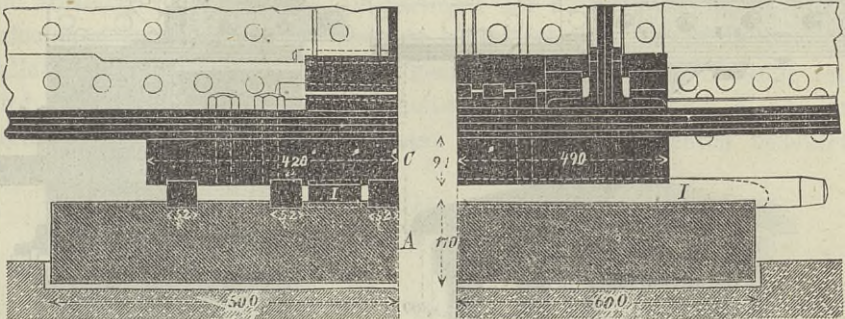
Rheinbrücke bei Cöln. — $\frac{1}{2}$ n. Gr.

so, dass sich die Schutzmittel beseitigen lassen, um auch ein nachträgliches Justiren möglich zu machen. Es kann dies einfach dadurch geschehen, dass man die Keile mit der unteren Platte durch Schrauben verbindet, wozu die Löcher in die Keile natürlich erst gebohrt werden können, wenn die Montirung vollendet ist. Liegen auf der unteren Platte Leisten mit Nuthen, so wird man natürlich eine Verbindung der Keile mit diesen Leisten durch Schrauben vornehmen (Fig. 410). Auch genügt

es, an das dünnere Ende jedes Keiles ein Eisenstück zu schrauben, welches an der unteren Platte anliegt (vergl. Fig. 367 und 412).

Gegen eine gegenseitige Querverschiebung beider Platten ist meist kein besonderes Mittel angewendet. Bei dem festen Lager der Rheinbrücke bei Cöln (Fig. 411) sind zwischen beiden Platten zwei Schmiedeeisenstücke *J* eingelegt, welche mittels Einklinkungen sowohl die obere

Fig. 411.

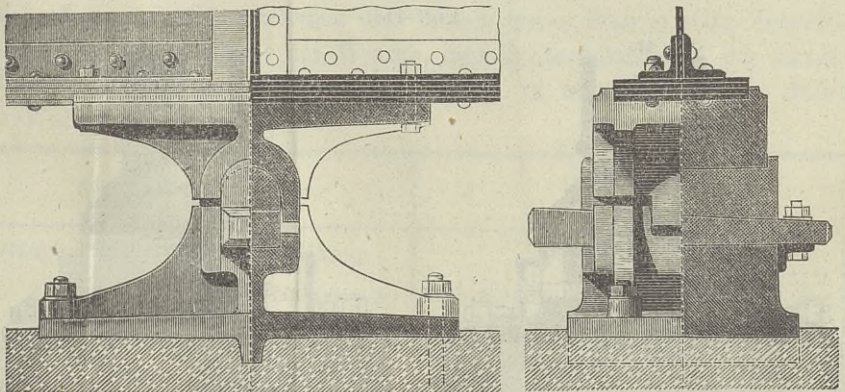


Rheinbrücke bei Cöln. (Lohse. — $\frac{1}{8}$ n. Gr.

als die untere Platte umfassen. Bei dem Rollenlager derselben Brücke (Fig. 410) sind die Lagerständer der beiden mittleren Träger (die Brücke hat vier Träger, zwei für die Eisenbahn, zwei für die Strasse) durch eine Eisenconstruction verbunden, welche bis zum Pfeiler herabreicht und genau zwischen die Unterlagsplatten der beiden Lager passt.

§. 203. **Keil-Kipplager.** Für Kipplager sind Keile gewöhnlich nicht in Anwendung gekommen, weil hier das Bedürfniss einer gleichmässigen Druckvertheilung bereits durch die bedeutende Reduction der

Fig. 412.

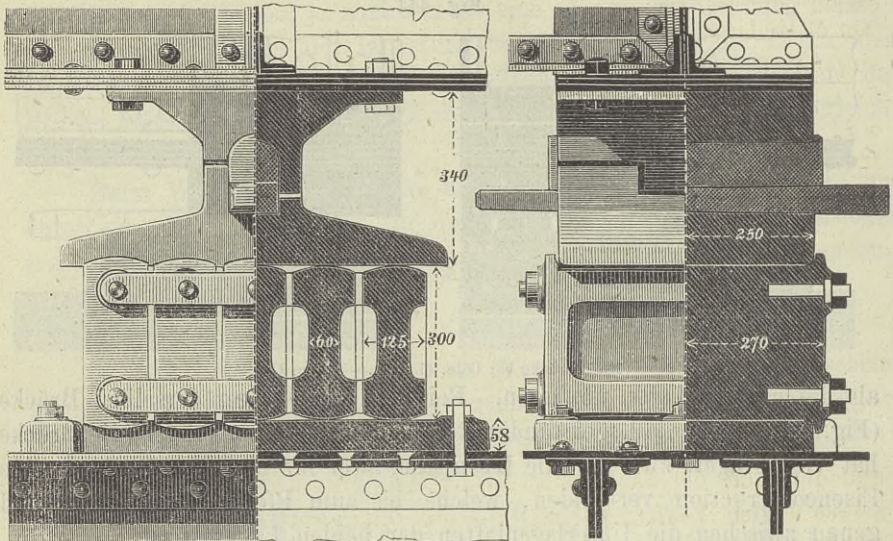


Stützfläche erfüllt ist. Bei continuirlichen Trägern wird aber immerhin das Bedürfniss einer Höhenregulirung übrig bleiben, so dass auch hier Keillager am Platze sind, indess nur für die Mittelpfeiler.

Beim Kippplager lassen sich die Keile in dreifacher Weise anordnen:

1. Im Lagerkörper selbst, indem man denselben in zwei durch die Keile getrennte Theile zerlegt (Fig. 367, S. 280); 2. zwischen dem Balancier und dem Träger und 3. zwischen dem Lagerkörper und dem Balancier, indem man den Zapfen oder die Stützplatte selbst als Keil

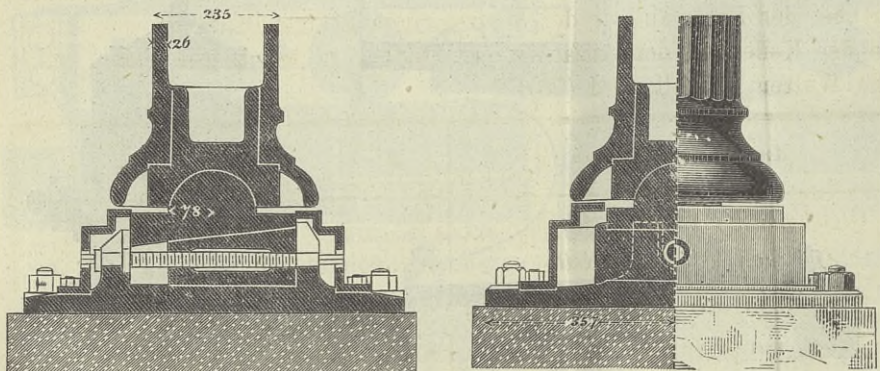
Fig. 413.



Viaduct über das Thal bei Thouet von Tours. (Eiserne Pfeiler.) — $\frac{1}{15}$ n. Gr.

gestaltet oder unter diesen Theil einen besonderen Keil einlegt. Diese letztere Construction erscheint uns als die einfachste. Fig. 412 zeigt die zuerst vom Verfasser projectirte Anordnung. Eine ähnliche Anordnung zeigt Fig. 382 (S. 288) und Fig. 413. Hinsichtlich der speciellen Construction ist dem früher Gesagten nichts Besonderes hinzuzufügen.

Fig. 414.



Brücke der Halle-Sorauer-Gubener Bahn über die Berliner-Anhalter Bahn bei Delitzsch. — $\frac{1}{15}$ n. Gr. (Vergl. Fig. 404, S. 201.)

Zu der ersten Gattung von Keilkippplagern können wir auch die in Fig. 402 (S. 299) und Fig. 414 dargestellte Anordnung für Säulenpfeiler

rechnen, bei welcher die Keilvorrichtung in der Basis der Säule angeordnet ist. Die Bewegung des Keiles erfolgt hier durch eine Schraubenvorrichtung, welche eine sehr genaue Justirung zulässt.

§. 201. Dimensionen.

1. Keile. Nach dem in §. 201 Gesagten sind die Keile etwa so zu berechnen, dass sämtliche zusammen die Gesamtlast, einer allein (am Mittellager der mittlere, am Endlager der äussere) das Eigengewicht aufnehmen kann. Dabei ist aber zu berücksichtigen, dass im ersteren Falle die Vertheilung des Druckes keine vollkommen gleichmässige sein wird. Man kann hierbei als Sicherheitscoefficienten K_1 , wenn K den zur Berechnung der Träger angewendeten Sicherheitscoefficienten bedeutet, für Stahl etwa annehmen:

$$75. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Für das Eigengewicht} \dots\dots\dots K_1 = 0,50 K; \\ \text{Für die Gesamtlast} \\ \quad \text{Mittelpfeiler} \dots\dots\dots K_1 = 0,35 K, \\ \quad \text{Endpfeiler} \dots\dots\dots K_1 = 0,25 K. \end{array} \right.$$

Am festen Mittellager wird man 3 bis 5 Keile anwenden; an den Rollenlagern ist die Anzahl durch die Anzahl der Rollen bedingt.

Bei der Breite b wählt man die mittlere Höhe h ungefähr $= 0,5 b$ und die Tiefe der Einlassung etwa $0,2 h$. Die Differenz der Höhen an beiden Enden kann etwa zu $0,020$ bis $0,035$ der Länge des Keiles gewählt werden.

2. Untere Platte für Rollenlager. Wenn die untere Platte auf Rollen ruht, so wird sie auf Bruchfestigkeit beansprucht und zwar am stärksten, wenn sich die Keile nahezu in der Mitte der Walzen befinden. Die Momente, welche auf die Platte wirken, sind nach der Theorie der continuirlichen Träger zu bestimmen; das grösste Moment M findet hiernach in der Mitte zwischen den beiden ersten Walzen statt. Dasselbe ist bei der Entfernung e der Walzen, dem Stützendrucke D , der Anzahl m der Keile und der Anzahl n der Felder, in welche die Platte durch die Walzen getheilt wird (76):

Anzahl der Felder $n =$	3	4	5 und mehr	
<i>Gleichmässige Druckvertheilung.</i>				
Zwischen 2 Walzen 1 Keil ($m=n$)	0,1750	0,1697	0,1711	$\cdot \frac{1}{m} D e$
Auf je 2 Walzen 1 Keil ($m = \frac{n+1}{2}$)	0,2125	—	0,2105	$\cdot \frac{1}{m} D e$
Druck nur auf einen Keil	0,2500	0,2500	0,2500	$\cdot D e$
Druck auf zwei Keile	0,1016	0,1016	0,1016	$\cdot D e$

Setzen wir dieses Moment im Allgemeinen $= \alpha D e$, die Breite der Platte (gewöhnlich gleich der Länge der Rollen) $= l$, die Höhe derselben

$= h$, den Sicherheitscoefficienten für Bruch $= K_2$, so ist zu setzen $K_2 \cdot \frac{1}{12} l h^3 = \alpha D e \cdot \frac{1}{2} h$, also

$$77. \quad h = \sqrt{\frac{6 \alpha D e}{K_2 l}}$$

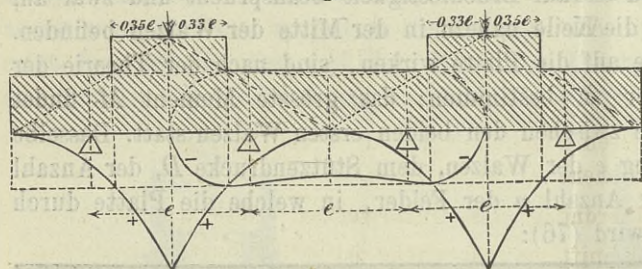
Hierbei kann man für K_2 etwa folgende Werthe annehmen, wobei K den bei Bestimmung der Stärken der Hauptträger angewendeten Sicherheitscoefficienten des Schmiedeeisens bezeichnet:

	Gusseisen	Stahl
78. { Für das Eigengewicht	$K_2 = 0,57 K$,	$K_2 = 1,33 K$.
{ Für die Gesamtlast		
{ Mittelpfeiler	$K_2 = 0,43 K$,	$K_2 = 1,00 K$.
{ Endpfeiler	$K_2 = 0,32 K$,	$K_2 = 0,75 K$.

Die Dicke einer Gusseisenplatte muss hiernach etwa um die Hälfte grösser sein, als die einer Stahlplatte.

Wenn nur ein Feld um das andere belastet ist, so können die nicht belasteten Felder schwächer gehalten werden (Fig. 408). Das positive Moment (an den Walzen) ergibt sich am grössten, wenn der Keil um $\frac{1}{4} e$ von der Walze absteht und ist alsdann $= 0,071 \frac{1}{m} D e$, also ungefähr $0,338$ vom grössten negativen Momente $0,21 \frac{1}{m} D e$; die Dicke h_1 im unbelasteten Felde könnte daher $\sqrt{0,338} = 0,58$ von der Dicke unter den Keilen sein. In Fig. 415 sind die grössten Momente und entsprechenden Dicken für den Fall dreier Felder oder zweier Keile graphisch dargestellt;

Fig. 415.



für 5 Felder ändert sich nur sehr wenig. Die Breite e_1 der für die Keile vorstehenden Rippen ergibt sich hiernach annähernd zu

$$79. \quad e_1 = 1,62 \left(1 - \frac{h_1}{h}\right).$$

Macht man h_1 so klein, als es nur zulässig ist, nämlich $= 0,58 h$, so wird $e_1 = 0,68 e = \frac{2}{3} e$.

Wenn alle Felder belastet sind, so ergeben sich die positiven Momente am grössten, wenn die Keile in der Mitte zwischen den Walzen liegen und zwar sind die positiven Momente alsdann etwa $0,88$ der grössten negativen Momente, so dass die Dicke der Platte an den Walzen $= \sqrt{0,88} = 0,94$

von der Dicke unter den Keilen sein müsste, wesshalb es wohl rätlich erscheint, die Dicke constant durchzuführen.

3. Lagerplatte für feste Lager und obere Platte. Für diese beiden Platten kann die Dicke zwischen den Keilen etwa um $\frac{1}{4}$ grösser angenommen werden, als bezüglich die Dicke der Lagerplatte und Zwischenplatte für Flächenlager ohne Keile nach §. 165.

Anhang.

Um den Gang zu zeigen, welcher bei der Projectirung einer Gitterbrücke nach den aufgestellten Regeln zu befolgen ist, geben wir als Anhang ein Beispiel, das

Project einer Eisenbahnbrücke für ein Gleis mit Halbparabelträgern von 75 Meter Spannweite.

Hierzu Tafel I bis VII.

I. Allgemeines.

1. Trägerhöhe. Die Trägerhöhe h_0 an den beiden Enden wählen wir so klein, als es die Anordnung von Querverbindungen zwischen den Obergurten nur zulässt, d. i. 6,0 Meter. Die Höhe h_1 in der Mitte wählen wir 8,5 Meter, d. i. circa $\frac{1}{9}$ der Spannweite. Diese Höhen seien die Verticalabstände der äusseren Flächen der zur Verbindung der Lamellen mit den Stehblechen dienenden Winkeleisen.

2. Allgemeine Anordnung des Gitterwerkes. Wir wählen zweitheiliges Fachwerk. Die mittlere Trägerhöhe ist $6,0 + \frac{2}{9} (8,5 - 6,0) = 7,667^m$. Geben wir den Diagonalen eine mittlere Neigung von 45 Grad, so erhalten die Verticalen einen Abstand von $\frac{1}{2} 7,667 = 3,833^{mm}$. Die Anzahl der Fächer würde alsdann $\frac{75}{3,833} = 19,5$, wofür wir 20 wählen, so dass der Abstand der Verticalen $= \frac{75}{20} = 3,75$ Meter wird.

Die Höhe h_n im Abstände $x = 3,75 n$ vom linken Auflager oder an der n ten Verticalen ist $h = 6 + \frac{4 n (20 - n)}{20^2} (8,5 - 6,0)$, d. i.

$$h_n = 6 + 0,5 n - 0,025 n^2.$$

Hiernach ergeben sich folgende Höhen:

<i>n</i>	<i>h_n</i>	<i>n</i>	<i>h_n</i>	<i>n</i>	<i>h_n</i>
0	6,000	4	7,600	8	8,400
1	6,475	5	7,875	9	8,475
2	6,900	6	8,100	10	8,500
3	7,275	7	8,275		
Meter		Meter		Meter	

3. **Sicherheitscoefficient.** Als Sicherheitscoefficient für Zug und Druck wählen wir:

für Zug: $K = 0,75$ Tonnen pro \square^{cm}

für Druck: $R = 0,65$ Tonnen pro \square^{cm} .

Hierbei sind im ersteren Falle die Nietlöcher abzuziehen, im letzteren nicht.

4. **Zufällige Last.** Als zufällige Last wählen wir einen Zug, bestehend aus 3 Locomotiven und schweren Lastwagen nach den in der „Theorie der Brücken, I. Heft §. 6“ aufgestellten Normen. Hiernach ist:

Radstand: 1,3 1,3 4 1,5 1,5 4,4 1,3 1,3 4 1,5 1,5 Meter.

Achsendruck: 13 13 13 9 9 9 13 13 13 9 9 Tonn.

Radstand: 4,4 1,3 1,3 4 1,5 1,5 3 3 3 Meter.

Achsendruck: 9 13 13 13 9 9 9 8 8 Tonnen.

Dies entspricht ungefähr einer gleichmässigen Belastung von **4,2** Tonnen pro Meter für die Gurte und von **4,6** Tonnen pro Meter für das Gitterwerk.

5. **Eigengewicht.** Als Gewicht der zuerst entworfenen Querconstruktionen (deren Besprechung nicht hierher gehört) pro laufenden Meter ergab sich:

Am Untergurte wirkend:

Bahn (Schienen, Geländer) ... 0,14 Tonnen

„ (Holzwerk) 0,30 „

Querträger 0,24 „

Schwelenträger 0,21 „

Eckversteifungen 0,02 „

Windstreben 0,04 „

0,95 Tonnen

Am Obergurte wirkend:

Querverbindungen 0,11 Tonnen

Windstreben 0,04 „

0,15 Tonnen

Zusammen 1,10 Tonnen.

Das Gewicht der Hauptträger berechnet sich nun, wie folgt: das Gewicht des Eisens pro Cubikmeter ist 7,8 Tonnen, also der im X. Kap. mit *C* bezeichnete Coefficient

$$C = \frac{\gamma}{K} = \frac{7,8}{7500} = 0,00104.$$

Das theoretische Gewicht der Gurte pro Meter ist nach §. 153

$$\begin{aligned} g_1' &= 0,178 C \frac{q l^2}{h_1} \left[1 + 8 \left(1 - \frac{h_0}{h_1} \right)^2 \frac{h_1^2}{l_2} \right] \\ &= 0,178 \cdot 0,00104 \frac{q 75^2}{8,5} \left[1 + 8 \left(1 - \frac{6,0}{8,5} \right)^2 \frac{8,5^2}{75^2} \right] \\ &= 0,1234 (g + p). \end{aligned}$$

Das theoretische Gewicht des Gitterwerkes ist nach §. 153:

$$\begin{aligned} g_2' &= \left[(0,345 g + 0,482 p') \frac{h_1}{a} + (0,240 g + 0,332 p') \frac{a}{h_1} \right] Cl \\ &= \left[(0,345 g + 0,482 p') \frac{8,5}{7,5} + (0,240 g + 0,332 p') \frac{7,5}{8,5} \right] 0,00104 \cdot 75 \\ &= 0,0474 g + 0,0650 p', \end{aligned}$$

oder, da $p' = 1,095 p$ ist,

$$g_2' = 0,0470 g + 0,0716 p.$$

Endlich ist das theoretische Gewicht der Endständer pro lauf. Meter der Brücke

$$\begin{aligned} g_3' &= Cq' h_0 = 0,00104 \cdot 6 (g + p') \\ &= 0,00624 (g + p') = 0,00624 g + 0,00683 p. \end{aligned}$$

Die Constructionscoefficienten sind nach §. 150, 152 und 153 bezüglich 1,38, 1,69 und 1,70. Daher ist nun das wirkliche Gewicht pro lauf. Meter:

$$\begin{aligned} g_1 &= 0,1703 g + 0,1703 p, \\ g_2 &= 0,0798 g + 0,1213 p, \\ g_3 &= 0,0106 g + 0,0109 p. \end{aligned}$$

Das ganze Gewicht g' der Träger pro lauf. Meter ist sonach:

$$g' = 0,261 g + 0,303 p.$$

Nun aber ist $p = 4,2$, $g = 1,1 + g'$, mithin ist $g' = 0,261 (1,1 + g') + 0,303 \cdot 4,2 = 1,56 + 0,26 g'$, also $g' = \frac{1,56}{1 - 0,26} = 2,1$ Tonnen pro Meter, $g = 2,1 + 1,1 = 3,2$ Tonnen pro Meter.

Bei der statischen Berechnung der Träger kann das Gewicht der Endständer ausser Acht bleiben. Sonach wird das bei der Berechnung einzuführende Gewicht

$$g' = 0,250 g + 0,292 p$$

oder, da $p = 4,2$, $g = 1,1 + g'$ ist, $g' = 0,250 (1,1 + g') + 0,292 \cdot 4,2 = 1,50 + 0,25 g'$, also $g' = \frac{1,50}{1 - 0,25}$ d. i.

$$g' = 2,0 \text{ Tonnen pro Meter}$$

$$g = 2,0 + 1,1 = 3,1 \text{ Tonnen pro Meter.}$$

Hiervon sind am Untergurte $\frac{1}{2} 2,0 + 0,95 = 1,95$, am Obergurte

$\frac{1}{2} 2,0 + 0,15 = 1,15$ Tonnen pro Meter wirksam anzunehmen. Es kommt daher auf einen unteren Knotenpunkt die Last $1,95 \cdot 3,75 = 7,3$ Tonnen, auf einen oberen Knotenpunkt die Last $1,15 \cdot 3,75 = 4,3$ Tonnen.

6. Theorie. Wir bestimmen in Folgendem die Spannungen durch Rechnung nach der in der „Theorie der Brücken“ II. Heft im XI. Kapitel aufgestellten Theorie. Die graphische Ermittlung der Spannungen kann nach dem in der „Theorie der Brücken“ II. Heft, §. 69 und auf Tafel V durchgeführten Beispiele erfolgen.

Wir zerlegen das System (Taf. II, Fig. 1) in zwei eintheilige Systeme; das I. System enthalte die Diagonalen $02, II4$ etc., das II. System die Diagonalen $01, I3$ etc. Auf ein Einzelsystem denken wir uns die ganze Last, also hinsichtlich des Eigengewichtes in einem unteren Knotenpunkt die Last $1,95 \cdot 7,5 = 14,63$ Tonnen, in einem oberen Knotenpunkt die Last $1,15 \cdot 7,5 = 8,63$ Tonnen wirkend.

7. Diagonalen. Für einen durch eine Diagonale, deren unteres Ende den Index n hat oder durch die n te Diagonale gelegten Schnitt ist für das Eigengewicht: I. System: Transversalkraft $Q = \frac{23,25 \cdot 9}{2} - \frac{n-2}{2} \cdot 23,25$, Moment $M = \frac{23,26 \cdot 9}{2} \cdot n \cdot 3,75 - \frac{n-2}{2} \cdot 23,25 \cdot \frac{n}{2} \cdot 3,75$; II. System: Transversalkraft $Q = \frac{23,25 \cdot 10}{2} - \frac{n-1}{2} \cdot 23,25$, Moment $M = \frac{23,25 \cdot 10}{2} \cdot n \cdot 3,75 - \frac{n-1}{2} \cdot 23,25 \cdot \frac{n+1}{2} \cdot 3,75$; d. i. wenn wir den Einfluss des Eigengewichtes durch den Index g andeuten:

$$I. \text{ System: } Q_g = 127,88 - 11,63 n; \quad M_g = 435,94 n - 21,8 n^2;$$

$$II. \text{ System: } Q_g = 127,88 - 11,63 n; \quad M_g = 435,94 n - 21,8 (n^2 - 1).$$

Hierbei bezieht sich das Moment M auf den unteren Endpunkt der Diagonale.

Für die zufällige Last ist die Transversalkraft Q_p nach dem I. Hefte §. 13 zu bestimmen. Wir haben hierbei die erste Achse in den durch die Mitte der fraglichen Diagonalen gelegten Verticalschnitt oder für den Stab mit dem unteren Punkt n in den Punkt $n-1$ zu legen.

Das Moment M_p wird alsdann $M_p = n \cdot 3,75 \cdot Q_p$. Für die Diagonale, deren unterer Index n ist, wird

$$\tan \sigma = \frac{h_n - h_{n-2}}{7,5} = \frac{0,5 n - 0,025 n^2 - 0,5 (n-2) + 0,025 (n-2)^2}{7,5} \quad \text{d. i.}$$

$$\tan \sigma = \frac{11 - n}{75}.$$

Nun ist die Vertikalkraft $Y = Q - \frac{M}{h} \tan \sigma$, d. i. für das Eigengewicht

$$I. \text{ System: } Y_g = \frac{69,78 (11 - n)}{6 + 0,5 n - 0,025 n^2} = \frac{6 Q_g}{h},$$

$$II. \text{ System: } Y_g = \frac{69,49 (11 - n)}{6 + 0,5 n - 0,025 n^2} = \frac{5,975 Q_g}{h}$$

und für die zufällige Last $Y_p = Q_p \left(1 - \frac{n \cdot 3,75 \tan \sigma}{h}\right)$ d. i.

$$Y_p = Q_p \left[1 - \frac{2n(11-n)}{240 + 20n - n^2}\right] = \frac{240 - 2n + n^2}{240 + 20n - n^2} Q_p.$$

Für die Wirkung beider Theile der Belastungen, für welche wir den Index q gebrauchen, ist nun $Y_q = Y_g + Y_p$ und die Spannung P einer Diagonale mit Rücksicht auf den Umstand, dass die ganze Last von 2 Trägern aufgenommen wird und das Gitterwerk ein zweitheiliges ist,

$$P = + \frac{1}{4} Y_q \sec \alpha.$$

Hierbei ist $\tan \alpha = \frac{7,5}{h_{n-2}}$, $\sec \alpha = \sqrt{1 + \tan^2 \alpha}$. Die Diagonalen sind so weit fortzusetzen, als sich noch eine positive Spannung derselben ergibt:

Hiernach ergeben sich folgende Resultate:

Bezeichnung der Diagonalen	Q_p	$\frac{Y_p}{Q_p}$	Y_g	Y_p	Y_p	$sec \alpha$	$P = \frac{1}{4} Y_p \sec \alpha$	Querschnittsfläche $f = \frac{P}{0,75}$
	+		+					
0 1	173,2	0,923	159,8	+ 107,3	217,1	1,178	78,7	105,0
0 2	158,7	0,870	138,0	+ 91,0	279,0	1,601	91,7	122,2
1 3	144,8	0,835	120,9	+ 76,4	197,3	1,530	75,5	100,7
II 4	131,3	0,816	107,1	+ 64,3	171,4	1,477	63,3	84,4
III 5	118,4	0,810	95,9	+ 52,9	148,8	1,436	53,4	71,2
IV 6	106,0	0,815	86,4	+ 43,1	129,5	1,405	45,5	60,7
V 7	94,0	0,831	78,1	+ 33,6	111,7	1,381	38,6	51,4
VI 8	82,6	0,857	70,8	+ 24,9	95,7	1,363	32,6	43,5
VII 9	71,7	0,894	64,1	+ 16,4	80,5	1,350	27,2	36,2
VIII 10	61,2	0,941	57,6	+ 8,2	65,8	1,341	22,1	29,4
IX 11	51,3	1,000	51,3	0	51,3	1,335	17,1	22,8
X 13	42,2	1,071	45,2	- 8,3	36,9	1,334	12,3	16,4
XI 12	33,8	1,157	39,1	- 16,8	22,3	1,335	7,4	9,9
XII 14	26,6	1,259	33,5	- 25,8	7,7	1,341	2,6	3,4
XIII 15	20,5	1,381	27,9	- 35,2	- 7,3	1,350	—	—
	[Ton.		Tonnen.				Tonnen.	□ Cent.

8. Verticalen. Für einen durch die Mitte der n ten Verticalen in Richtung der die Verticale kreuzenden Diagonalen gelegten Schnitt ergibt sich für das I. System $Q = \frac{23,25 \cdot 9}{2} - \frac{n}{2} \cdot 14,63 - \left(\frac{n}{2} - 1\right) 8,63$, $M =$

$$\frac{23,25 \cdot 9}{2} \cdot n \cdot 3,75 - \frac{n-2}{2} \cdot 23,25 \cdot \frac{n}{2} \cdot 3,75 \text{ und für das II. System } Q =$$

$$\frac{23,25 \cdot 10}{2} - \frac{n+1}{2} \cdot 14,63 - \frac{n-1}{2} \cdot 8,63; M = \frac{23,25 \cdot 10}{2} \cdot n \cdot 3,75 - \frac{n-1}{2}$$

$$23,25 \cdot \frac{n+1}{2} \cdot 3,75 \text{ d. i.}$$

$$I. \text{ System: } Q_g = 113,25 - 11,63 n; M_g = 435,94 n - 21,80 n^2;$$

$$II. \text{ System: } Q_g = 113,25 - 11,63 n; M_g = 435,94 n - 21,80 (n^2 - 1).$$

Das Moment bezieht sich hierbei auf das untere Ende der Verticalen. Für die zufällige Last, bezüglich welcher für die n te Verticale die erste Achse in den Punkt $n+1$ zu legen ist, ergibt sich die Transversalkraft Q_p so wie oben und zwar ist Q_g für die n te Verticale gleich dem Q_p für die $(n+2)$ te Diagonale. Das Moment M_p wird alsdann $M_p = Q_p x = 3,75 n Q_p$.

Für die n te Verticale ist $\tan \sigma = \frac{h_n - h_{n-2}}{7,5}$ d. i. wie oben $\tan \sigma = \frac{11-n}{7,5}$. Nun wird $Y = Q - \frac{M}{h} \tan \sigma$, d. i. für das Eigengewicht:

$$I. \text{ System: } Y_g = \frac{69,78 (11-n)}{6 + 0,5 n - 0,025 n^2} - 14,63 = \frac{6 (Q_g + 14,63)}{h} - 14,63;$$

$$II. \text{ System: } Y_g = \frac{69,78 (11-n)}{6 + 0,5 n - 0,025 n^2} - 14,63 = \frac{5,975 (Q_g + 14,63)}{h} - 14,63.$$

Hiernach ist Y_g für die n te Verticale gleich dem Y_g für die n te Diagonale weniger 14,63, wie auch sofort aus dem Gleichgewichte eines unteren Knotenpunktes folgt.

Für die zufällige Last wird $Y_p = Q_p \left(1 - \frac{x \tan \sigma}{h}\right)$ d. i.

$$Y_p = \frac{240 - 2n + n^2}{240 + 20n - n^2} Q_p.$$

Die Spannung \mathfrak{B} der Verticalen ist nun

$$\mathfrak{B} = -\frac{1}{4} Y_q = -\frac{1}{4} (Y_g + Y_p).$$

Hiernach ergeben sich die folgenden Resultate:

Bezeichnung der Verticalen	Q_p	$\frac{Y_p}{Q_p}$	Y_p	Y_g	Y_q	$\mathfrak{B} = \frac{1}{4} Y_q$	Querschnittsfläche $f = \frac{\mathfrak{B}}{0,65}$
0 0	+					+	
I 1	173,2	—	—	—	—	142,9	219,8
II 2	144,8	0,923	133,7	92,7	226,4	56,6	87,1
III 3	131,3	0,870	114,2	76,4	190,6	47,7	73,4
IV 4	118,4	0,835	98,9	61,8	160,7	40,2	61,8
V 5	106,0	0,816	86,5	49,7	136,2	34,1	52,5
VI 6	94,0	0,810	76,1	38,3	114,4	28,6	44,0
VII 7	82,6	0,815	67,3	28,5	95,8	23,9	36,8
VIII 8	71,7	0,831	59,6	19,0	78,6	19,7	30,3
IX 9	61,2	0,857	52,5	10,3	62,8	15,7	24,2
X 10	51,3	0,894	45,9	1,8	47,7	11,9	18,3
	42,2	0,941	39,7	— 6,4	33,3	8,3	12,8
	Tonn.			Tonnen		Tonnen	Cent.

Der Maximalstützdruck ist hinsichtlich des Eigengewichtes $\frac{1}{2}$ 23,25.10 = 116,25 Ton., hinsichtlich der zufälligen Last = 173,2 Ton., im Ganzen also 116,25 + 173,2 = 289,45 Tonnen. Da ferner am unteren Knotenpunkte O das Gewicht $\frac{1}{2}$ 7,31 = 3,65 wirkt, so ist der Druck in einem Endständer = $\frac{1}{2}$ (289,45 - 3,65) = 142,9 Tonnen.

9. Gurte. Für einen durch den n ten unteren oder oberen Knotenpunkt und das in der Richtung der Maschendiagonale gegenüberliegende Gurtstück gelegten Schnitt ergibt sich für das Eigengewicht wie oben:

$$I. \text{ System: } M_g = 435,9 n - 21,8 n^2,$$

$$II. \text{ System: } M_g = 435,9 n - 21,8 (n^2 - 1),$$

wenn man wie früher auf jedes Einzelsystem die ganze Last wirkend denkt.

Für die zufällige Last ist das Maximalmoment für jeden Knotenpunkt nach dem I. Hefte der „Theorie der Brücken“ §. 14 und 15 zu bestimmen.

Nun ist aber die Spannung des n ten oberen Gurtstückes mit Rücksicht auf den Umstand, dass die Brücke zwei Träger hat:

$$S_n = -\frac{1}{4} \left(\frac{M_n}{h_n} + \frac{M_{n+1}}{h_{n+1}} \right) \sec \sigma,$$

wenn σ sich auf das fragliche Gurtstück bezieht; und die Spannung des n ten unteren Gurtstückes

$$\mathfrak{S}_n = +\frac{1}{4} \left(\frac{M_{n-1}}{h_{n-1}} + \frac{M_n}{h_n} \right).$$

Hierbei ist $\tan \sigma = \frac{h_n - h_{n-1}}{3,75} = \frac{21 - 2n}{156}$, $\sec \sigma = \sqrt{1 + \tan^2 \sigma}$. Die Resultate der Rechnung sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

Indez des unteren Knoten- punktes	Nummer der am Knoten- punkt liegen- den Last	M_p	M_g	M_q	h	$\frac{M_q}{h}$	sec σ	Spannung		Querschnitt	
								Ober- gurt S	Unter- gurt \mathfrak{S}	Ober- gurt S	Unter- gurt \mathfrak{S}
0	I	+	+	0	6	0	1,008	+	-	168,2	0
1	II	597	436	1033	6,475	159,5	1,006	162,3	39,9	249,7	53,2
2	III	1107	785	1892	6,900	274,2	1,005	202,9	108,4	312,2	144,5
3	IV	1565	1133	2698	7,275	370,9	1,004	234,2	161,3	360,3	215,1
4	V	1925	1395	3320	7,600	436,8	1,003	259,3	201,9	399,0	269,2
5	VI	2251	1656	3907	7,875	496,1	1,002	277,8	233,2	427,4	310,9
6	VII	2525	1831	4356	8,100	537,8	1,001	290,9	258,5	447,5	344,7
7	VIII	2720	2005	4725	8,275	571,0	1,001	298,5	277,2	459,2	369,6
8	IX	2877	2092	4969	8,400	591,5	1,000	300,5	290,6	462,3	387,5
9	X	2918	2179	5097	8,475	601,4	1,000	300,5	298,2	462,3	397,6
10	XI	2926	2179	5105	8,500	600,6					

Tonnen meter

Met.

Ton.

Tonnen

□ Centm.

II. Construction der Gurte.

10. Querschnitte. Wir wählen für den Obergurt die Doppel-T-Form (Taf. II., Fig. 2); bilden aber den Untergurt aus zwei nebeneinander liegenden einfachen T-Gurten, um Räume, in welchen sich das Wasser ansammeln kann, zu vermeiden (Taf. II., Fig. 3). Der Abstand der Stehbleche oder die Höhe der Verticalen ergibt sich nach §. 87 zur Sicherung gegen Einknicken der Verticalen in einem senkrecht zur Gitterwand gerichteten Sinne zu ungefähr $0,027 h$, d. i. an den Enden zu $0,027 \cdot 6000 = 162^{mm}$, in der Mitte zu $0,027 \cdot 8500 = 235^{mm}$. Zur bequemeren Construction der Gurte und Verticalen wählen wir diesen Abstand indess grösser und zwar wollen wir den lichten Abstand der Stehbleche zu 440^{mm} festsetzen. Wir wählen ferner Winkeleisen von 95^{mm} Breite, 15^{mm} Dicke (Kaliber N. V., Taf. II. Fig. 6.); Stehbleche von 15^{mm} Dicke und im gedrückten Gurte von 325^{mm} , im gezogenen Gurte von 400^{mm} Breite, so dass im gedrückten Gurte die Breite des freien Theiles $325 - 95 = 230^{mm}$, d. i. ungefähr gleich der *15 fachen* Dicke ist. Diese Breiten genügen auch zur Unterbringung der zur Befestigung der Gitterstäbe dienenden Niete.

a) Obergurt. Die volle Querschnittsfläche der Stehbleche und Winkeleisen beträgt:

$$\begin{array}{r} 2 \text{ Stehbleche} = 2 \cdot 32,5 \cdot 15 = 97,5 \square^{cm} \\ 4 \text{ Winkeleisen} = 4 \cdot 26,25 = 105,0 \quad \text{„} \\ \hline \text{Zusammen} \quad 202,5 \square^{cm}. \end{array}$$

Im äusseren Theile beträgt die nöthige Querschnittsfläche nur $168,2 \square^{cm}$, so dass hier die Stehbleche und Winkeleisen genügen; wir verbinden hier nur beide Theile durch horizontales Gitterwerk (Taf. IV., Fig. 1). Im Uebrigen stellen wir den Querschnitt durch Lamellen her; die geringste Breite derselben wäre $440 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 95 = 660^{mm}$; wir wählen 685^{mm} . In der Trägermitte würde die Gesamtdicke der Lamellen zu $\frac{462,3 - 202,5}{68,5} = 3,793^{cm} = 38^{mm}$. Wir wählen Lamellen zu 9 und 11^{mm} Dicke, also von $61,65$ und $75,35 \square^{cm}$ Querschnittsfläche, da die in Taf. III durchgeführte graphische Materialvertheilung zeigt, dass man mit diesen Dicken am besten auskommt. Hiernach werden im Maximum 4 Lamellen von $3 \cdot 9 + 11 = 38^{mm}$ Gesamtdicke nothwendig.

Gegen das Einknicken eines Gurtstückes in verticaler Richtung ergibt sich nach der Formel auf Seite 59 eine *16 bis 20 fache* Sicherheit.

b) Untergurt. Die nutzbare Querschnittsfläche der Stehbleche und Winkeleisen beträgt:

$$\begin{array}{r} 2 \text{ Stehbleche} = 2(40 - 3 \cdot 2,5) 15 = 97,5 \square^{cm} \\ 4 \text{ Winkeleisen} = 4 \cdot 22,5 = 90,0 \quad \text{„} \\ \hline \text{Zusammen} \quad 187,5 \square^{cm}. \end{array}$$

Da die nöthige Querschnittsfläche im ersten Theile 0, im zweiten Theile = $53,2 \square^{cm}$ ist, so werden wir in diesen beiden Theilen die inneren Winkeleisen weglassen, wodurch die nutzbare Querschnittsfläche auf $187,5 - 2 \cdot 22,5 = 142,5 \square^{cm}$ reducirt wird. Vom vierten Theile an sind noch Lamellen aufzunieten; die Minimalbreite derselben ist $2,95 + 15 = 205^{mm}$; wir wählen die Breite zu 280^{mm} , die Dicke zu 9 und 10^{mm} , die nutzbare Querschnittsfläche also zu bezüglich $(28 - 2 \cdot 2,5) 0,9 = 20,7 \square^{cm}$ und $(28 - 2 \cdot 2,5) 1,0 = 23,0 \square^{cm}$. Die graphische Materialvertheilung ist auf Taf. III durchgeführt. Hiernach werden im Maximum 5 Lamellen von $4 \cdot 9 + 10 = 46^{mm}$ Gesamtdicke nothwendig.

11. Nieten. Die Nieten zur Verbindung der Winkeleisen mit den Stehblechen und der Lamellen mit den Winkeleisen sollen nach §. 112 an den Knotenpunkten concentrirt sein. Nach diesem §. ist die Anzahl der an einem Knotenpunkte zu concentrirenden Nieten:

$$n = \frac{4}{\pi K_1 d^2} \left(S_1 \frac{f_1}{F_1} - S_2 \frac{f_2}{F_2} \right).$$

Setzen wir $d = 2,5^{cm}$, $K_1 = 0,75$ Tonn. pro \square^{cm} und schlagen 20 Procent zu, so giebt sich:

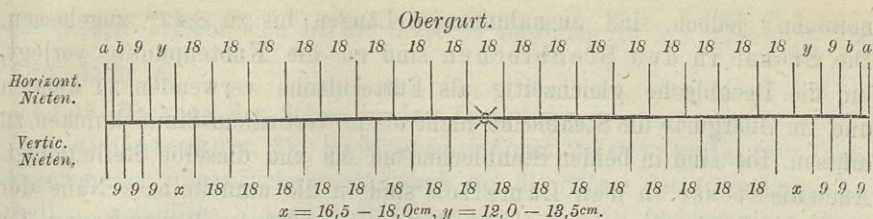
$$n = 0,327 \left(S_1 \frac{f_1}{F_1} - S_2 \frac{f_2}{F_2} \right).$$

Hinsichtlich der horizontalen Nieten ist f_1, f_2 die Querschnittsfläche der Lamellen und Winkeleisen; hinsichtlich der verticalen Nieten ist f_1, f_2 die Querschnittsfläche der Lamellen allein. Hinsichtlich derjenigen Belastung, für welche n zum Maximum wird, genügt es, die totale Belastung und die partielle Belastung von den betreffenden Querschnitten aus zu berücksichtigen. Von den Enden aus bis zum Knotenpunkte 5 bis 7 wird n zum Maximum bei totaler Belastung; hier sind S_1, S_2 direct aus der Tabelle auf Seite 317 zu entnehmen. Im mittleren Theile dagegen wird n zum Maximum bei partieller Belastung. Reicht die Last vom rechten Ende bis zu einem Punkte, welcher vom linken Ende den Abstand ξ hat, so ist das S oder \mathcal{S} für totale Belastung mit

$$\frac{g}{q} + \frac{p}{q} \frac{(l - \xi)^2}{l(l - x)} = 0,41 + 0,59 \frac{(l - \xi)^2}{l(l - x)}$$

zu multipliciren, um die Spannung für die partielle Belastung zu erhalten. Hierin bedeutet x den Abstand desjenigen Knotenpunktes vom linken Ende, auf welchen das Moment bei der Berechnung von S und \mathcal{S} bezogen wurde. Für den m ten oberen Knotenpunkt ist $\xi = (m + 1)e$, für das linke Gurtstück $x = me$, für das rechte Gurtstück $x = (m + 1)e$ zu nehmen; für den m ten unteren Knotenpunkt ist $\xi = me$, für das linke Gurtstück $x = (m - 1)e$, für das rechte Gurtstück $x = me$ zu nehmen.

Hiernach ist folgende Tabelle berechnet:



An den Knotenpunkten werden der Stossdeckungen wegen auf der einen Seiten der Knotenpunkte viele Nieten mit 90^{mm} Abstand nothwendig. Auf der anderen Seite der Knotenpunkte sind überall 12 verticale und 6 doppelschnittige horizontale Nieten mit 90^{mm} Abstand angeordnet; obwohl nicht überall so viele concentrirte Nieten nothwendig sind, so geschah dies einestheils der Gleichförmigkeit wegen, anderentheils, weil an den Stellen des Obergurtes, wo die Lamellen und Winkeleisen zu krümmen sind, dicht gestellte Nieten ohnehin rathsam sind.

Der unregelmässige Abstand der verticalen Nieten im Untergurte von 255^{mm} , im Obergurte von 165 bis 180^{mm} ist unmittelbar neben die zur Stossdeckung oder Endbefestigung der Lamellen nöthigen Nieten zu legen, so dass in der Stossdeckung oder Endbefestigung sämmtliche Nieten 90^{mm} Abstand erhalten.

12. Endbefestigung der Lamellen. Im Obergurte verlangt die Endbefestigung einer 9^{mm} dicken Lamelle von $61,65 \square^{\text{cm}}$ vollen Querschnitt, da die Nieten $4,90 \square^{\text{cm}}$ Querschnitt haben, bei 20 Procent Zuschlag $1,2 \frac{0,65}{0,75} \frac{61,65}{4,90} = 1,04 \frac{61,65}{4,90} = 13,1$ Nieten und einer 11^{mm} dicken Lamelle von $75,35 \square^{\text{cm}}$ Querschnitt $1,04 \frac{75,35}{4,90} = 16,0$ Nieten, wofür bezüglich **12** und **16** gewählt sind.

Im Untergurte sind zur Endbefestigung einer Lamelle von 9^{mm} Dicke von $20,7 \square^{\text{cm}}$ nutzbarem Querschnitt bei 20 Procent Zuschlag $1,2 \frac{20,7}{4,9} = 5,1$ und zur Endbefestigung einer Lamelle von 10^{mm} Dicke von $23,0 \square^{\text{cm}}$ nutzbarem Querschnitt $1,2 \frac{23,0}{4,9} = 5,7$ Nieten nöthig; für beide Fälle sind **6** Nieten gewählt.

Die Vertheilung der Nieten zeigt Taf. V, Fig. 1 und 6.

Wenn die Lamellen zu verlängern sind, um die Verlängerungen zur Stossdeckung zu verwenden, so werden natürlich mehr Nieten erforderlich. Zwischen dem Stosse und der Mitte des Knotenpunktes ist aber die soeben berechnete Nietanzahl mindestens einzuhalten (Fig. 2, 3, 7, 8, 9).

13. Vertheilung der Stösse. Die normale Länge der Bleche und Winkeleisen ist gleich der doppelten Knotenweite, d. i. zu **7,5** ange-

nommen; jedoch sind ausnahmsweise Längen bis zu $8,41^m$ zugelassen. Die Stösse in den Stehblechen sind an die Knotenpunkte verlegt, um die Deckbleche gleichzeitig als Futterbleche verwenden zu können und im Obergurte die Stehbleche nicht oft in verticalem Sinne knicken zu müssen. Sie sind in beiden Stehblechen an ein und dieselbe Stelle gelegt. Auch die Stösse in den Lamellen sind in die unmittelbare Nähe der Knotenpunkte verlegt, um einzelne Stösse durch blosser Verlängerung der Lamellen decken zu können und weil im gedrückten Gurte die Stösse überhaupt am zweckmässigsten an die Knotenpunkte der hier stattfindenden Absteifung wegen verlegt werden. Der Abstand der Stösse von der Mitte des Knotenpunktes ist bei einfachen Stössen zu $3\frac{1}{2}$ Niettheilungen = $0,315^m$, bei doppelten Stössen zu $3\frac{1}{2}$ und $6\frac{1}{2}$ Niettheilungen = $0,315^m$ und $0,585^m$, bei dreifachen Stössen, die nur im Untergurte vorkommen, zu $3\frac{1}{2}$, $6\frac{1}{2}$ und $9\frac{1}{2}$ Niettheilungen = $0,315^m$, $0,585^m$ und $0,855^m$ angenommen. Der Abstand der Lamellenenden von der Mitte des Knotenpunktes ist, wenn die Verlängerung zur Deckung von 0, 1 und 2 Stössen dient, im Untergurte bezüglich zu $3\frac{1}{2}$, $6\frac{1}{2}$ und $9\frac{1}{2}$ Niettheilungen = $0,315^m$, $0,585^m$ und $0,855^m$, im Obergurte bezüglich zu $3\frac{1}{2}$, 6 und 9 Niettheilungen = $0,315^m$, $0,540^m$ und $0,810^m$ angenommen.

Die Stösse in den Winkeleisen sind in der Mitte zwischen zwei Knotenpunkten angeordnet und zwar derart, dass die Stösse der beiden äusseren Winkeleisen, ebenso diejenigen der beiden inneren Winkeleisen zusammenfallen, um symmetrische Anordnungen zu erhalten und hierdurch schädliche seitliche Ausbiegungen zu verhüten. Im Obergurte wechseln die Stösse ab; im Untergurte sind die Stösse der Winkeleisen einunddesselben Gurttheiles unmittelbar nebeneinander, und zwar in einem Abstände von 3 Niettheilungen = 270^{mm} gelegt, um beide Stösse gemeinschaftlich decken zu können. Die hiernach vorgenommene Vertheilung ist auf Taf. III dargestellt.

14. Deckung der Stösse in den Stehblechen. Im Untergurte beträgt die nutzbare Fläche eines Stehbleches $(40 - 3 \cdot 2,5) 1,5 = 48,75 \square^{cm}$. Daher muss den doppelt angeordneten Laschenblechen bei einer Breite von $40 - 9,5 - 0,1 = 30,4^{cm}$ eine Dicke von $\frac{48,75}{2(30,4 - 2 \cdot 2,5)} = \frac{48,75}{50,80} = 0,96^{cm}$, dafür 10^{mm} gegeben werden. Die Anzahl der Niete auf jeder Seite des Stosses ergibt sich bei 20 Procent Zuschlag zu $1,2 \frac{1}{2} \frac{48,75}{4,0} = 5,97$, dafür 6^{mm} . Im Obergurte beträgt die volle Querschnittsfläche eines Stehbleches $48,75 \square^{cm}$. Die $32,5 - 9,5 - 0,1 = 22,9^{cm}$ breiten Laschenbleche müssen daher eine Dicke von $\frac{48,75}{2 \cdot 22,9} = 1,065^{cm}$ erhalten. Mit Rücksicht auf die etwas zu grosse Dicke der Deckbleche für die Lamellen ist die Dicke ebenfalls nur zu 10^{mm} angenommen worden. Die Anzahl der Niete auf jeder Seite

des Stosses ergibt sich bei 20 Procent Zuschlag zu $1,2 \frac{0,65}{0,75} \frac{22,9 \cdot 1,0}{4,9} = 4,85$, dafür **6**.

15. Deckung der Stösse in den Lamellen.

a) Untergurt. Die Deckbleche sind mit **280^{mm}** Breite, **9^{mm}** Dicke angenommen; diese Dicke genügt auch für die Stösse der **10^{mm}** dicken Lamellen, weil diese Stösse an Stellen liegen, wo ein übermässiger Querschnitt vorhanden ist. Die Anzahl der Nieten auf jeder Seite des Stosses ist bei 20 Procent Zuschlag $= 1,2 \cdot \frac{(28,0 - 2 \cdot 2,5) \cdot 0,9}{4,9} = 5,07$, dafür **6**. Bei einem mehrfachen Stosse müssen hiernach zwischen den Stössen **6** Nieten liegen, d. h. die Stösse müssen einen Abstand von $3 \cdot 90 = 270^{\text{mm}}$ haben. Nach der Stossvertheilung werden 4 verschiedene Constructions nöthig, die auf Taf. III und V mit *A*, *B*, *B'* und *C* bezeichnet sind; nämlich *A*: einfacher Stoss, gedeckt durch Verlängerung einer Lamelle bei Knotenpunkt 5, 6, 14, und 15; *B*: zweifacher Stoss, gedeckt durch ein gemeinschaftliches Deckblech von **810^{mm}** Länge bei Knotenpunkt 8, 10, und 12; *B'*: zweifacher Stoss, gedeckt durch die Verlängerung einer Lamelle bei Knotenpunkt 7 und 13; *C* dreifacher Stoss, gedeckt durch ein gemeinschaftliches Deckblech von **1080^{mm}** Länge bei Knotenpunkt 9 und 13.

b) Obergurt. Im Obergurte sind für jeden Stoss zwei Deckbleche, nämlich ein über dem Gurte liegendes Deckblech von **685^{mm}** Breite und ein unter den Lamellen liegendes von $440 - 2 \cdot 95 - 2 \cdot 1 = 248^{\text{mm}}$ Breite angeordnet. Für das obere Blech nehmen wir durchgehends eine Dicke von **8^{mm}** an; alsdann ergibt sich die Dicke des unteren Bleches für eine **9^{mm}** dicke Lamelle $(9 - 8) \frac{685}{248} = 2,77^{\text{mm}}$, dafür **8^{mm}** und für eine **11^{mm}** dicke Lamelle $(11 - 8) \frac{685}{248} = 8,29^{\text{mm}}$, dafür **9^{mm}**. Die Anzahl der Nieten auf jeder Seite des Stosses ergibt sich bei 20 Procent Zuschlag für die oberen Deckbleche zu $1,2 \cdot \frac{0,65}{0,75} \frac{68,5 \cdot 0,8}{4,9} = 11,62$, dafür **12**, für ein **8^{mm}** dickes unteres Deckblech zu $1,2 \cdot \frac{0,65}{0,75} \frac{24,8 \cdot 0,8}{4,9} = 4,21$, dafür **5** und für ein **9^{mm}** dickes unteres Deckblech zu $1,2 \cdot \frac{0,65}{0,75} \frac{24,8 \cdot 0,9}{4,9} = 4,73$, dafür **5**. Nach der Stossvertheilung werden 5 verschiedene Anordnungen nothwendig, die auf Taf. III und V mit *D*, *D'*, *E*, *E*₁ und *E'* bezeichnet sind, nämlich *D*: einfacher Stoss, gedeckt durch 2 Deckbleche von **8^{mm}** Dicke bei Knotenpunkt 4 und 16; *D'*: einfacher Stoss, gedeckt durch Verlängerung einer Lamelle und ein Deckblech von **8^{mm}** Dicke bei Knotenpunkt 3 und 17; *E*: zweifacher Stoss, gedeckt durch 2 Deckbleche von **8** und **9^{mm}** Dicke, bei Knotenpunkt 7, 9, 11 und 13; *E*₁: zweifacher Stoss, gedeckt durch 2 Deckbleche von je **8^{mm}** Dicke, bei

Knotenpunkt 6, 8, 10, 12, und 14; E' : zweifacher Stoss, gedeckt durch Verlängerung einer Lamelle und ein Deckblech von 8^{mm} Dicke bei Knotenpunkt 5 und 15.

16. Deckung der Stösse in den Winkeleisen.

a) Untergurt. Die Deckung der durchgehends doppelten Stösse erfolgt durch ein horizontales Deckblech von 280^{mm} Breite, 8^{mm} Dicke und eine verticale Decklasche von 75^{mm} Breite. Die Dicke der letzteren ergibt sich, da der nutzbare Querschnitt eines Winkeleisens $2,25 \square^{cm}$ ist, zu $\frac{22,5 - (28,0 - 2 \cdot 2,5) 0,8}{7,5 - 2,5} = 0,82^{cm}$, dafür 9^{mm} . Die Anzahl der Nieten auf jeder Seite des Stosses ergibt sich bei 20 Procent Zuschlag für die horizontalen Deckbleche zu $1,2 \frac{28,0 - 2 \cdot 2,5}{4,9} = 4,51$, dafür 5, für die verticalen Decklaschen zu $1,2 \frac{7,5 - 2,5}{4,9} = 1,22$, dafür 2. Diese Deckbleche sind auf Taf. III und V mit V bezeichnet.

Bei den Knotenpunkten 3 und 17 (V_1) ist statt der horizontalen Deckbleche eine Verlängerung der Lamelle (um 855^{mm} über die Mitte des Knotenpunktes) angewendet.

Bei den Stössen V_2 , welche an Stellen liegen, wo der Gurt nur zwei Winkeleisen hat, ist zur Deckung jedes Winkeleisens eine horizontale Decklasche von 360^{mm} Länge und eine verticale Decklasche von 450^{mm} Länge, jede von 75^{mm} Breite, 9^{mm} Dicke angewendet.

b) Obergurt. Die Deckung eines Stosspaares erfolgt durch zwei horizontale Deckbleche von 230^{mm} Breite und zwei verticale Decklaschen von 75^{mm} Breite. Der volle Querschnitt eines Winkeleisens ist $26,25^{cm}$; daher ergibt sich die Dicke der Deckbleche zu $\frac{26,25}{23,0 + 7,5} = 0,86^{cm}$, dafür 9^{mm} . Die Anzahl der Nieten auf jeder Seite des Stosses ergibt sich bei 20 Procent Zuschlag für die horizontalen Deckbleche zu $1,2 \frac{0,65}{0,75} \frac{23,0 \cdot 0,9}{4,9} = 4,39$, dafür 5, für die verticalen Decklaschen zu $1,2 \frac{0,65}{0,75} \frac{7,5 \cdot 0,9}{4,9} = 1,43$, dafür 2. Diese Deckungen sind auf Taf. III und V mit W für die äusseren, mit W_1 für die inneren Winkeleisen bezeichnet.

III. Construction des Gitterwerkes.

17. Querschnitt der Diagonalen. Die Diagonalen sollen wie gewöhnlich aus Flacheisen construiert werden. Die Dicke der Diagonalen ist im Maximum zu 15^{mm} , d. i. gleich der Dicke der Stehbleche, angenommen; diese Stäbe sollen durch doppelte Laschenbleche mit den Stehblechen verbunden werden. Für die Diagonalen mit kleinerem Querschnitte ist als Dicke 13^{mm} , 12^{mm} , 10^{mm} und 9^{mm} gewählt. Die

Breite ist variabel gewählt, aber auf ganze Centimeter abgerundet. Bei Bestimmung der nutzbaren Querschnittsfläche wurden zwei Niete, für die drei schwächsten Stäbe indess nur eine Niete in Abzug gebracht; alsdann wird die Breite b bei der nutzbaren Fläche F_1 , der Flacheisendicke δ und Nietdicke d : $(2b - 4d)\delta = f$, resp. $(2b - 2d)\delta = f$, oder

$$b = \frac{f}{2\delta} + 2d, \text{ resp. } b = \frac{f}{2\delta} + d.$$

Hiernach ergeben sich folgende Resultate:

Diagonale	f	δ	d	b		Querschnittsfläche	
				berechnet	gewählt	nutzbar	voll
0 1	105,0	15	25	400,0	400	105 0	120,0
0 2	122,2	15	25	457,3	460	123,0	138,0
I 3	100,7	15	25	385,7	390	102,0	117,0
II 4	84,4	15	25	331,4	340	87,0	102,0
III 5	71,2	15	25	287,4	290	72,0	87,0
IV 6	60,7	15	25	252,3	260	63,0	78,0
V 7	51,4	13	22,5	242,7	250	53,3	65,0
VI 8	43,5	13	22,5	212,4	220	45,5	57,2
VII 9	36,2	12	22,5	195,8	200	37,2	48,0
VIII 10	29,4	12	22,5	167,5	170	30,0	40,8
IX 11	22,8	10	20	154,0	160	24,0	32,0
X 12	16,4	9	20	113,3	120	18,0	21,6
XI 13	9,9	9	20	75,0	80	10,8	14,4
XII 14	3,4	9	20	38,9	80	10,8	14,4

□ Cent.

Millimeter

Millimeter

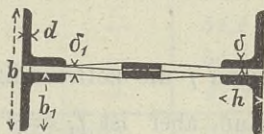
□ Centimeter

Die Querschnitte sämtlicher Diagonalen sind auf Taf. II in Fig. 4 dargestellt.

18. Querschnitt der Verticalen. Die Verticalen sollen als Gitterdruckstäbe nach deutschem Systeme construiert werden. Zur Herstellung des Querschnittes genügen durchgehends vier Winkeleisen. Die zur Verhütung des Einknickens nöthige Höhe des Querschnittes senkrecht zur Gitterwand ergibt sich nach Formel 34, Seite 135 $h_1 = 0,0266 \cdot 8500 = 226^{mm}$; die wirklich angewendete Höhe von 400^{mm} bietet daher eine übermässige Sicherheit. Zur Bestimmung der Breite b , welche zur Verhütung des Einknickens in der Ebene der Gitterwand nöthig ist, dient die Formel 38, Seite 135, nämlich:

$$b = 0,041 l_1 \sqrt{1 + 2,49 \frac{h_1 \delta}{b d} \left(1 - 10 \frac{\delta_1^2}{b^2}\right)}.$$

Wir nehmen $\delta = d$ an. Für gleichschenklige Winkeleisen wird ungefähr $h = 0,47 b$, $\delta_1 = 0,05 b$, für ungleichschenklige Winkeleisen ungefähr $h_1 = 0,28 b$, $\delta_1 = 0,04 b$. Sonach wird mit hinreichender Genauigkeit:



gleichschenklige Winkeleisen $b = 0,060 l_1$
 ungleichschenklige „ $b = 0,053 l_1$.

Hierbei ist l_1 die grösste der Längen der beiden Theile, in welche die Verticale durch die sie kreuzende Diagonale getheilt wird, d. i. des oberen Theiles. Ist h die Höhe der fraglichen Verticale, h' die Höhe der nächst kürzeren Verticale, so ist $l_1 = \frac{1}{2}h' + (h - h') = h - \frac{1}{2}h'$.

Man würde durchgehends mit gleichschenkligen Winkeleisen auskommen, wenn man denselben im Maximum 100^{mm} Breite gäbe. Allein man bringt hier bei den ersten 5 Verticalen im 'Obergurte, wo wir schmale Stehbleche gewählt haben, nicht die nothwendige Anzahl von Nieten unter. Wir haben daher die erste Verticale aus 4 schwächeren Winkeleisen und 2 Flacheisen, die nächsten 3 Verticalen aus ungleichschenkligen Winkeleisen gebildet.

Die erste Verticale erhält den Querschnitt $87,1 \square^{cm}$; nehmen wir vier Winkeleisen von 70^{mm} Breite, 9^{mm} Dicke, also $11,8 \square^{cm}$ an, so verbleibt für die Flacheisen $87,1 - 4 \cdot 11,8 = 39,9 \square^{cm}$. Zur Unterbringung von vier Nietreihen muss die Breite mindestens 260^{mm} sein; nehmen wir diese Breite an, so wird die Dicke $\frac{39,9}{2 \cdot 26} = 7,7^{mm}$, dafür 8^{mm} . Die zur Verhütung des Einknickens nöthige Breite liegt zwischen $0,046 l_1$ und $0,06 l_1$, d. i., da $l_1 = 3475^{mm}$ ist, zwischen 160 und 209^{mm} , so dass die gewählte Breite von 260^{mm} jedenfalls ausreicht.

Die zweite Verticale erfordert die Querschnittsfläche von $73,4 \square^{cm}$, also pro Winkeleisen $18,4 \square^{cm}$. Wir wählen hierzu Winkeleisen von 125 und 70^{mm} Schenkelbreite, 10^{mm} Dicke, also von $18,5 \square^{cm}$ Querschnitt. Die Breite b wird $= 2 \cdot 125 + 9 = 259^{mm}$; die nothwendige Breite ist $b = 0,053 \cdot 3664 = 194^{mm}$, so dass die gewählte Breite vollkommen ausreicht.

Bei den nächsten zwei Verticalen wählen wir Winkeleisen mit denselben Schenkelbreiten, aber nur 9^{mm} Dicke. Hier ergibt sich ein übermässiger Querschnitt, daher wird die nöthige Breite:

$$b = 0,053 l_1 \sqrt{\frac{f}{f_1}},$$

wenn f die nothwendige, f_1 die angewendete Querschnittsfläche bedeutet. Nun aber ist $f_1 = 4 \cdot 16,7 = 66,8 \square^{cm}$, also $b = 0,053 l_1 \sqrt{\frac{f}{66,8}} = 0,00648 l_1 \sqrt{f}$; dies giebt:

Verticale	III.	IV.
f	$= 61,8$	$52,5 \square^{Centimeter}$.
l_1	$= 3825$	3962 Millimeter .
b	$= 195$	190 „

Sonach reicht die vorhandene Breite von $2 \cdot 125 + 9 = 259^{mm}$ durchgehends aus.

Die übrigen Verticalen sollen aus gleichschenkligen Winkeleisen construiert werden. Die nöthige Breite b würde für die VI. Verticale $0,06 \cdot 4162 = 250^{mm}$, die Breite der Winkeleisen also $\frac{250-9}{2} = 121^{mm}$; die Dicke würde hiernach ungefähr $\frac{3680}{8 \cdot 121} = 3,8^{mm}$, was viel zu gering ist, so dass eine übermässige Querschnittsfläche anzuwenden ist. Alsdann wird die nöthige Breite:

$$b = 0,060 l_1 \sqrt{\frac{f}{f_1}}$$

Nahezu wird $f_1 = 4 b \delta$, also $4 b^3 \delta = 0,0036 l_1^2 f$, $b = \sqrt[3]{0,0009 \frac{l_1^2 f}{\delta}}$.

Die Schenkelbreite b_1 ist alsdann $= \frac{b-9}{2}$; dies giebt

Verticale	V	VI	VII	VIII	IX	X	
f	= 4400	3680	3030	2420	1830	1280	□ Millim.
l_1	= 4075	4162	4225	4262	4275	4262	Millim.
für $\delta = 10^{mm}$: b_1	= 89,2	85,0	80,3	74,6	67,7	54,4	„
für $\delta = 9^{mm}$: b_1	= 92,5	88,2	83,2	77,4	70,3	61,8	„

Wir wählen hiernach für die V. Verticale 10^{mm} Dicke und 90^{mm} Schenkelbreite, für die übrigen durchgehends 9^{mm} Dicke und bezüglich 90, 90, 80, 80 und 70^{mm} Schenkelbreite.

Die Zusammenstellung der Maasse giebt:

Verticale	Nöthige- Fläche	Winkeleisen			Flacheisen		Vorhan- dene Fläche
		Breiten		Dicke	Breite	Dicke	
		b_1	h_1				
I	87,1	70	70	9	260	8	88,8
II	73,4	125	70	10	—	—	74,4
III	61,8	125	70	9	—	—	66,6
IV	52,5	125	70	9	—	—	66,6
V	44,0	90	90	10	—	—	68,0
VI	36,8	90	90	9	—	—	61,6
VII	30,3	90	90	9	—	—	61,6
VIII	24,2	80	80	9	—	—	54,4
IX	18,3	80	80	9	—	—	54,4
X	12,8	70	70	9	—	—	47,2

□ Cent.
Millimeter
Millimeter
□ Cent.

19. Gitterwerk der Verticalen. Für die Verbindung der Winkeleisen in den Verticalen wählen wir zweifaches Netzwerk aus Flacheisen, welches nach §. 72 die Dicke $0,02 \cdot 400 = 8^{mm}$ und die Breite $0,13 \cdot 400 = 52$, dafür 50^{mm} Breite erhält. Die weitere Construction ist aus Taf. IV zu entnehmen. An denjenigen Stellen, wo sich die Winkeleisen der oberen und unteren Querverbindungen an die Verticalen anschliessen, sind normale Versteifungen aus Winkeleisen von 50^{mm} Breite, 9^{mm} Dicke angeordnet.

20. Endständer. Die nothwendige Querschnittsfläche eines Endständers ist $219,8 \square^{cm}$. Wir construiren denselben aus 8 gleichschenkligen Winkeleisen von 90^{mm} Breite, 10^{mm} Dicke und 2 Flacheisen. Die 8 Winkeleisen haben zusammen einen Querschnitt von $8 \cdot 17 = 136 \square^{cm}$, so dass für die Flacheisen eine Fläche von $219,8 - 136,0 = 83,8 \square^{cm}$ verbleibt; geben wir denselben 516^{mm} Breite, so ist die nöthige Dicke $= \frac{83,8}{2 \cdot 51,6} = 0,81^{cm}$, dafür 10^{mm} . Zur Verbindung ist Flacheisen von 50^{mm} Breite, 8^{mm} Dicke gewählt.

Der nothwendige Abstand der beiden Theile, in der Ebene der Gitterwand gemessen, müsste nach Formel 33, S. 134 $= 0,027 \cdot 6000 = 162^{mm}$ sein. Die Construction macht indess einen grösseren Abstand nothwendig; wir haben 316^{mm} gewählt, so dass für das Einknicken in der Ebene der Gitterwand eine übermässige Sicherheit vorhanden ist.

21. Verbindung der Gitterstäbe mit den Gurten.

a) Diagonalen. Die stärkeren Diagonalen von 15^{mm} Dicke sind durch doppelte Laschen mit den Stehblechen verbunden, einestheils, weil diese Verbindung vollkommener ist, als eine einseitige directe Befestigung, andertheils, weil die gewählte Breite der Stehbleche zur Unterbringung der Niete bei einseitiger Befestigung nicht ausreichen würde. Nur die schwächeren Stäbe sind direct befestigt. Ist f die nöthige nutzbare Querschnittsfläche, d die Nietdicke, so ergibt sich die Anzahl n der Niete bei 20 Procent Zuschlag für die

$$\text{doppelschnittigen Niete: } n = 0,764 \frac{f}{d^2},$$

$$\text{einschnittigen „ } n = 1,527 \frac{f}{d^2}.$$

Hiernach ergeben sich folgende Resultate:

Stab	Theoret. Quersch. Fläche f	Nietdicke d	Anzahl der Niete n			
			berechnet		gewählt	
			2 schnitt.	1 schnitt.	2 schnitt.	1 schnitt.
0 1	52,5	25,0	6,4	—	7—10,8	—
0 2	61,1	25,0	7,5	—	8—9	—
I 3	50,4	25,0	6,2	—	8—10,2	—
II 4	42,2	25,0	5,2	—	7—9,2	—
III 5	35,6	25,0	4,4	—	6—6,6	—
IV 6	30,4	25,0	3,7	—	4—6,9	—
V 7	25,7	22,5	—	8,1	—	8,6—9
VI 8	21,8	22,5	—	6,9	—	7
VII 9	18,1	22,5	—	5,7	—	6
VIII 10	14,7	22,5	—	4,7	—	6
IX 11	11,4	20,0	—	4,4	—	5
X 12	8,2	20,0	—	3,2	—	4
XI 13	5,0	20,0	—	1,9	—	4
XII 14	1,7	20,0	—	0,7	—	4

□ Cent. Millim.

Hierbei ist in dem Falle, dass nicht durchgehends zur Befestigung gleich dicke Niete angewendet werden konnten, ein Niet von 20^{mm} Dicke = $0,81$ eines Nietes von $22,5^{mm}$ Dicke = $0,54$ eines Nietes von 25^{mm} Dicke und ein Niet von $22,5^{mm}$ Dicke = $0,78$ eines Nietes von 25^{mm} gerechnet.

b) Verticalen. Ist f der volle theoretische Querschnitt einer Verticalen, so ist die Anzahl n der zur Befestigung an jedem Stehbleche nöthigen Niete bei 20 Procent Zuschlag $n = \frac{1}{2} 1,2 \frac{0,65}{0,75} \frac{4f}{\pi d^2}$, d. i.

$$n = 0,662 \frac{f}{d^2}.$$

Hiernach ergeben sich folgende Resultate:

Verticale	Theoret. Fläche g	Niet- dicke d	Anzahl der Niete	
			berechnet	ange- nommen
I	87,1	200	14,4	14
II	73,4	200	12,2	13,1—15,1
III	61,8	200	10,3	11—14
IV	52,5	200	8,7	10—14
V	44,0	200	7,3	8
VI	36,8	200	6,1	8
VII	30,3	200	5,0	8
VIII	24,2	200	4,0	8
IX	18,3	200	3,0	8
X	12,8	200	2,1	8

□ Cent. Millim.

Bei den oberen Knotenpunkten I bis IV und bei dem unteren Knotenpunkte 1 sind die Winkeleisen der Verticalen auf den zur Befestigung der Diagonalen dienenden inneren Laschenblechen befestigt, um für letztere die nöthige Nietenzahl unterbringen zu können. Neben dem inneren Laschenbleche ist zum Höhenausgleich entweder ein Futterblech angeordnet (Knotenpunkt II, IV und 1), oder es ist das unmittelbar neben der Verticale liegende Deckblech für den Stoss im Stehbleche bis zum Anschlusse an das Laschenblech der Diagonale verlängert (Knotenpunkt I und III).

IV. Lager.

22. Allgemeines. Wir wählen für beide Enden Zapfenkipplager und construiren das eine als festes, das andere als Stelzenlager. Beide Lager sollen eine gleiche Höhe erhalten. Um diese Höhe beim Stelzenlager nicht zu gross zu erhalten, construiren wir für dieses den Lagerkörper und Balancier aus Stahl, während wir beim festen Lager nur den

Balancier der Gleichförmigkeit wegen aus Stahl, den Lagerkörper dagegen der grösseren disponiblen Höhe wegen aus Gusseisen construiren. Für die Zapfen wählen wir Stahl, für die Stelzen dagegen Gusseisen. Jedes dieser Lager hat einen Druck von **144 Tonnen** aufzunehmen.

Die Verschiebung am beweglichen Lager in Folge der Temperatur ergibt sich nach Formel 1 a, (S. 246) zu $0,35 \cdot 75 = 26^{mm}$, in Folge der Durchbiegung nach Formel 19 (S. 250) und 36 (S. 254) ungefähr zu $0,19 \cdot 75 - 0,0008 \cdot 75^2 = 10^{mm}$; die ganze Verschiebung beträgt also $26 + 10 = 36^{mm}$.

23. Zapfen. Die Länge des Zapfens zwischen den beiden Bundringen oder die Breite des Lagerkörpers und Balanciers ergibt sich nach der Breite des Untergurtes zu **720^{mm}**. Der Radius r des Zapfens ergibt sich nach Formel 67 (Seite 300) zu

$$r = \frac{2 \cdot 144}{0,75 \cdot 72} = 5,33^{cm},$$

dafür $r = 54^{mm}$. Es wurde die Formel für Gusseisen gewählt, weil beim festen Lager der Lagerkörper aus Gusseisen besteht und zwei verschiedene Dimensionen nicht räthlich erscheinen.

24. Stelzen. Die Höhe einer Stelze ergibt sich nach Formel 57 (Seite 277) zu

$$d = 150 + 1,6 \cdot 75 = 270^{mm}.$$

Die Anzahl n der Stelzen ergibt sich nach Formel 58 (Seite 277) zu

$$n = 3,0 + 0,045 \cdot 75 = 6,4,$$

dafür $n = 7$. Die Breite β der Stelzen wird nach Formel 50 (Seite 274)

$$\beta = 32 + 0,85 \cdot 75 = 95,7,$$

dafür $\beta = 100^{mm}$. Die Formel 49 (Seite 274) giebt fast dasselbe. Die Dicke in der Mitte nehmen wir nach Formel 59 (Seite 278) zu $0,16 d = 0,16 \cdot 270 = 43,2$, dafür **45^{mm}** an.

Die Dimensionen für den Führungsrahmen ergeben sich nach Formel 60 (Seite 229), wenn man die Dicke d einer Walze nach §. 181 $= 0,63 \cdot 270 = 170^{mm}$ annimmt: Dicke der Zapfen $= 0,25 \cdot 170 = 40^{mm}$, Höhe des Flacheisenrahmens $= 0,50 \cdot 170 = 85^{mm}$, Dicke desselben $= 0,15 \cdot 170 = 25^{mm}$, Dicke der Stehbolzen $= 0,25 \cdot 170 = 40^{mm}$.

Um eine seitliche Verschiebung der Stelzen zu verhüten, sind 6 Stelzen mit Spurrändern versehen. Die mittlere Stelze hat statt der Spurränder vier Zähne, welche in entsprechende Zahnücken des Lagerkörpers und Balanciers greifen, um ein Verrücken der Stelzen in der Längsrichtung der Brücke zu verhindern. Die theoretische Höhe h eines Zahnes wird bei der Breite von 30^{mm} nach Formel 62 (Seite 285) $h = \frac{36(30 + 36)}{270} = 8,8^{mm}$, dafür **30^{mm}**.

25. Unterlagsplatte. Die Länge der Unterlagsplatte für das Stelzenlager wird nach Formel 63 (Seite 288)

$$\lambda = 1,3 n \beta = 1,3 \cdot 7 \cdot 100 = 910^{mm}.$$

Die Breite nehmen wir nach Formel 64 (Seite 288) zu $b = 1,4 \cdot 720 = 1028$, dafür 1000^{mm} an. Die Grundfläche ist sodann $= 91 \cdot 100 = 9100 \square^{cm}$, mithin der Druck $= \frac{144000}{9100} = 16$ Kilogr. pro \square^{cm} , was bei festen Steinen zulässig erscheint. Die Dicke der Unterlagsplatte wählen wir nach Formel 65 (Seite 289) zu $\delta = 0,4 d = 0,4 \cdot 270 = 108$, dafür 110^{mm} . Die Platte greift mittels einer Rippe in den Lagerstein. Ausserdem wird sie durch 4 Montirungsstifte festgehalten.

26. Lagerkörper des Stelzenlagers. Die Länge λ_1 des auf den Stelzen ruhenden Lagerkörpers ergibt sich nach Formel 63 (Seite 288):

$$\lambda_1 = 1,2 n \beta = 1,2 \cdot 7 \cdot 100 = 840^{mm}.$$

Nimmt man den Sicherheitscoefficienten K für Stahl zu 1 Tonne pro \square^{cm} an, so ergibt sich die Höhe in der Mitte nach Formel 71 (Seite 302) zu

$$h = \sqrt{\frac{3 \cdot 144 \cdot 84}{4 \cdot 1 \cdot 72}} = 11,23^{cm},$$

dafür $h = 115^{mm}$. Die Dicke am Rande wurde mit 60^{mm} angenommen.

27. Balancier. Die Länge des Balanciers bei beiden Lagern ergibt sich aus der Construction des Endständers zu etwa 800^{mm} . Die Höhe in der Mitte ist dann zu etwa $11,23 \sqrt{\frac{800}{840}} = 11,0^{cm} = 110^{mm}$ anzunehmen. Die Dicke am Rande wurde mit 55^{mm} angenommen. Die Befestigung am Träger erfolgt durch 6 Schrauben von je 25^{mm} Bolzendicke.

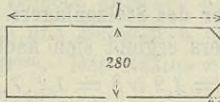
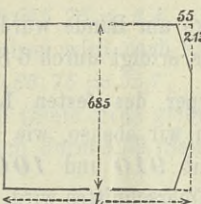


28. Lagerkörper des festen Lagers. Die Länge und Breite der Grundplatte wählen wir ebenso, wie für die Unterlagsplatte des Stelzenlagers, nämlich mit 910 und 1000^{mm} . Die Höhe h unter Annahme eines rechteckigen Querschnittes wird, wenn wir den Sicherheitscoefficienten gegen Zerreißen für Gusseisen zu $0,2$ Tonnen pro \square^{cm} annehmen, nach Formel 71 (Seite 302)

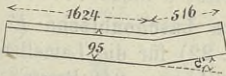
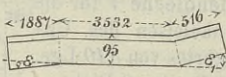
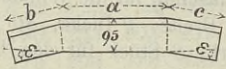
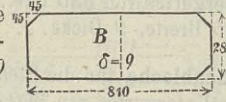
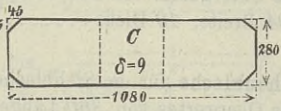
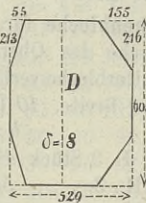
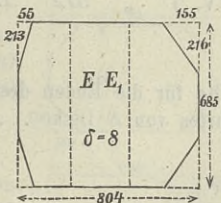
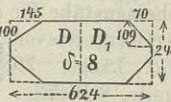
$$h = \sqrt{\frac{3 \cdot 144 \cdot 91}{4 \cdot 0,2 \cdot 72}} = 26,12^{cm}.$$

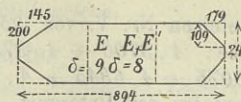
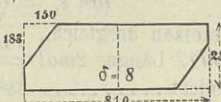
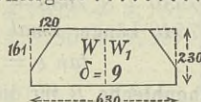
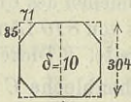
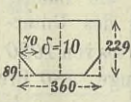
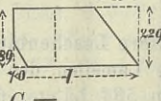
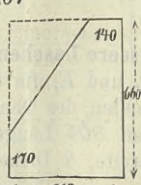
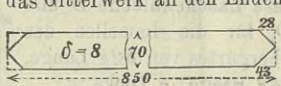
Die Dicke der Grundplatte wählen wir in der Mitte nach Formel 73 (Seite 302) zu $0,4 \cdot 261 = 105^{mm}$. Da wir 3 Seitenrippen zu je 60^{mm} Dicke anordnen, so ergibt sich als wirkliche Höhe h_3 in der Mitte nach Formel 74 (Seite 302): $h_3 = 1,23 \cdot 261 = 320^{mm}$. Diese Höhe stimmt zufällig mit derjenigen Höhe überein, welche man wählen müsste, um mit dem Stelzenlager eine gleiche Totalhöhe zu erhalten.

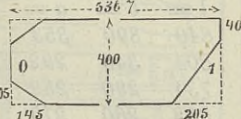
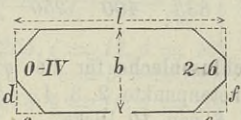
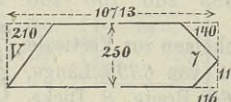
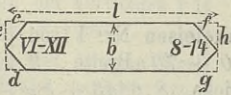
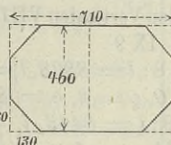
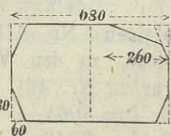
Die Mittelrippe erhält eine Dicke von 70^{mm} . Die Grundplatte wird durch eine in den Stein eingelassene 60^{mm} hohe Rippe, sowie durch 4 Montirungsstifte von 50^{mm} Dicke am Verschieben gehindert.

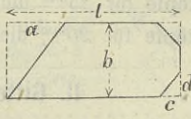
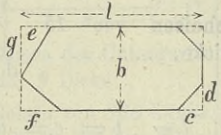
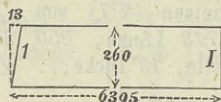
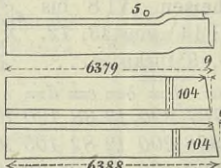
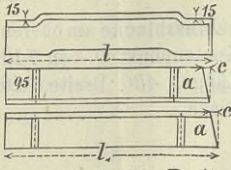
V. Gewichtsberechnung.

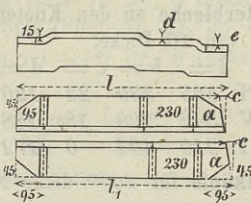
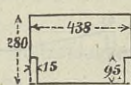
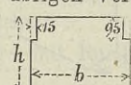
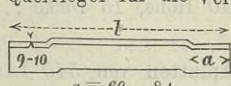
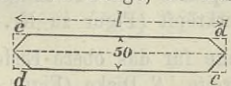
Nr.	Anzahl	Lauf. Meter	B e z e i c h n u n g	Gewicht pro		Ge- sammt- gewicht	
				Stück	lauf. Meter		
<i>Maasse in Millimetern.</i>				Klgr.	Klgr.	Klgr.	
I. Gurte.							
1	56	433,36	Lamellen von 280 Breite, 9 Dicke, 8.7230 + 32.7500 + 4.8130 + 4.8410 + 8.8670 Länge	—	19,66	8520	
2	4	32,52	Lamellen von 280 Breite, 10 Dicke, 4.8130 Lge.	—	21,84	710	
3	32	248,64	Endlamellen von 280 Breite, 9 Dicke, 8.7500 + 16.7770 + 8.8040 Lge. mit abgeschrägten Enden; Gewicht = 248,64. 19,66 — 320,14		—	19,66	4884
4	8	64,32	Endlamellen von 280 Breite, 10 Dicke, 8.8040 Länge mit abgeschrägten Enden (Figur zu Nr. 3); Gewicht = 64,32. 21,84 — 8.0,16	—	21,84	1403	
5	38	290,32	Lamellen von 685 Breite, 9 Dicke und 4.7501 + 4.7504 + 8.7508 + 4.7513 + 4.7519 + 4.7526 + 8.7534 + 2.8130 + 2.8671 Länge	—	48,09	13961	
6	10	77,42	Lamellen von 685 Breite, 11 Dicke, 4.750 + 4.7513 + 2.8670 Länge	—	58,77	4550	
7	8	46,07	Endlamellen von 685 Br., 9 Dicke, 4.3983 + 4.7534 Länge mit abgeschrägten Enden; Gewicht 46,07. 48,09 — 8.1,05		—	48,09	2207
8	4	29,92	Endlamellen von 685 Breite, 11 Dicke, 4.7481 Länge mit abgeschrägten Enden (Figur wie zu Nr. 7); Gewicht = 29,92. 58,77 — 4.1,28	—	58,77	1753	
9	40	296,56	Stehblech von 400 Breite, 15 Dicke, 4.6270 + 8.7415 + 20.7500 + 8.7770 Länge	—	45,80	13879	
10	8	21,56	Stehblech von 325 Breite, 15 Dicke, 8.2695 Länge	—	38,03	820	
11	32	238,53	Stehblech von 325 Br., 15 Dicke, 8.7513 + 8.7234 + 8.7526 + 8.7543 Länge, 2mal geknickt		—	38,03	9071
			$a = 3764 - 3780$ $b = 3136 - 3424$ } $\tan \varepsilon = 0,0067$				
12	4	34,92	Stehblech von 325 Br., 15 Dicke, 4.8730 Länge, 3mal geknickt		—	38,03	1328
Fürtrag						63086	

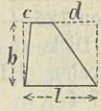
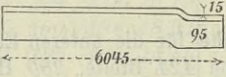
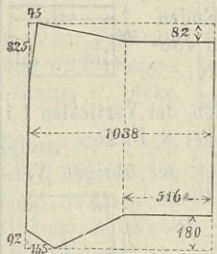
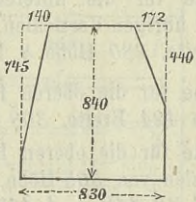
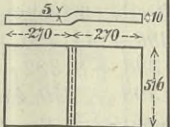
Nr.	Anzahl	Lauf. Meter	B e z e i c h n u n g	Gewicht pro		Gesamt- gewicht
				Stück	lauf. Meter	
			Uebertrag.....			63086
13	80	545,72	Winkelleisen Nr. V. von 95 + 95 Breite, 15 Dicke, 4.3700 + 4.3750 + 4.5805 + 8.6075 + 4.6345 + 4.7180 + 52.7500 Länge für den Untergurt.....	—	20,48	11176
14	8	17,12	Winkelleisen desgleich., 8.2140 Länge, 1mal geknickt..... 	—	20,48	351
			$\tan \varepsilon_1 = 0,127$			
15	8	47,34	Winkelleisen desgleich., 8.5917 Länge, 2mal geknickt..... 	—	20,48	970
			$\tan \varepsilon = 0,0067$			
			$\tan \varepsilon_2 = 0,1270$			
16	72	541,38	Winkelleisen desgleich., 8.7500 + 8.7502 + 8.7506 + 8.7510 + 8.7516 + 8.7522 + 8.7530 + 8.7538 + 8.7548 Länge, 2mal geknickt..... 	—	20,48	11087
			$\tan \varepsilon = 0,0067$			
17	12	—	Laschenbleche B für die Lamellen des Untergurtes von 810 Länge, 280 Breite, 9 Dicke..... 	15,64	—	188
18	8	—	Laschenbleche C für die Lamellen des Untergurtes von 1080 Länge, 280 Breite, 9 Dicke..... 	20,95	—	168
19	4	—	Aeusserere Laschenbleche D für die Lamellen des Obergurtes von 534 Länge, 685 Breite, 8 Dicke..... 	19,80	—	79
20	18	—	Aeusserere Laschenbleche E und E ₁ für die Lamellen des Obergurtes von 804 Länge, 685 Breite, 8 Dicke..... 	31,34	—	564
21	8	—	Innere Laschenbleche D und D ₁ für die Lamellen des Obergurtes von 624 Länge, 248 Breite, 8 Dicke..... 	8,27	—	66
			Fürtrag.....			87735

Nr.	Anzahl	Lauf. Meter	Bezeichnung	Gewicht pro		Ge- samt- gewicht	
				Stück	lauf. Meter		
			Uebertrag.....			87735	
22	10	—	Innere Laschenbleche E_1 für die Lamellen des Obergurtes von 900 Länge, 248 Breite, 8 Dicke.....		12,46	—	125
23	12	—	Innere Laschenbleche E und E' (Figur zu Nr. 22) für die Lamellen des Obergurtes von 900 Länge, 248 Breite, 9 Dicke.....		14,02	—	168
24	24	—	Laschenbleche V für die Winkeleisen des Untergurtes von 810 Lge. 280 Breite, 8 Dicke..		12,44	—	299
25	72	—	Decklaschen für die Winkeleisen des Untergurtes von 450 Länge, 75 Breite, 9 Dicke.....		2,37	—	171
26	88	—	Decklaschen für die Winkeleisen von 360 Länge, 75 Breite, 9 Dicke, 80 Stück für den Obergurt, 8 Stück für den Untergurt.....		1,90	—	167
27	80	—	Laschenbleche W und W_1 für die Winkeleisen des Obergurtes von 630 Lge., 230 Breite, 9 Dicke....		8,82	—	706
28	88	—	Laschenbleche für die Stehbleche des Untergurtes von 360 Länge, 304 Breite, 10 Dicke.....		7,59	—	668
29	68	—	Laschenbleche für die Stehbleche des Obergurtes von 360 Länge, 229 Breite, 10 Dicke.....		5,94	—	404
30	28	—	Laschenbleche für die Stehbleche des Obergurtes, als Futterbleche verlängert, von 229 Breite, 10 Dicke				
			$b = a = G =$				
			I. 3 Stück 474 198 6,45				
			III. 3 „ 538 190 7,67				
			V. 1 „ 572 192 7,67		7,15	—	200
31	4	—	Bleche für die Enden des Obergurtes von 8 Dicke.....		15,35	—	61
32	40	—	Flacheisenstäbe für das Gitterwerk an den Enden des Obergurtes von 850 Länge, 70 Breite, 8 Dicke..		3,56	—	142
			Fürtrag.....				90846

Nr.	Anzahl	Lauf. Meter	Bezeichnung	Gewicht pro		Gesamt- gewicht	
				Stück	lauf. Meter		
			Uebertrag			90846	
33	25400	—	Nietköpfe für 25 ^{mm} dicke Niete	0,097	—	2464	
34	360	—	Nietköpfe für 20 ^{mm} dicke Niete	0,050	—	18	
						93328	
			II. Gitterwerk.				
35	8	—	Flacheisen (01) von 5367 Länge, 400 Breite, 15 Dicke..		245,1	—	1961
36	40	—	Flacheisen von 15 Dicke				
			$l = b = c = d = e = f = g =$				
			02 7901 460 160 290 253 203 415,5				
			I 3 8808 390 158 175 204 170 394,6				
			II 4 9128 340 130 145 140 130 358,6				
			III 5 9391 290 102 115 128 120 315,5				
			IV 6 9645 260 108 112 100 105 290,7	355,0	—	14200	
37	8	—	Flacheisen (V 7) von 10713 Länge, 250 Breite, 13 Dicke		267,0	—	2136
38	56	—	Flacheisen (VI 8 bis XII 14) von 13, 12, 10, 9 Dicke				
			$l = b = d = c = d = e = f = g = h = G =$				
			VI 8 10767 220 13 88 120 100 134 102 114 237,7				
			VII 9 10906 200 12 82 105 100 128 100 100 202,3				
			VIII 10 11003 170 12 75 90 95 123 85 85 173,6				
			IX 11 11056 160 10 64 75 85 118 65 80 137,1				
			X 12 11084 120 9 52 61 60 78 50 60 92,8				
			XI 13 11053 80 9 30 54 40 55 30 40 61,8				
			XII 14 11000 80 9 30 54 40 55 30 48 61,5	138,1	—	7734	
39	8	—	Anschlussbleche am oberen Knotenpunkt O von 710 Länge, 460 Breite, 10 Dicke		23,62	—	189
40	8	—	Anschlussbleche am oberen Knotenpunkt O von 680 Länge, 400 Breite, 10 Dicke		19,39	—	155
			Fürtrag			26375	

Nr.	Anzahl	Lauf. Meter	B e z e i c h n u n g	Gewicht pro		Gesamt- gewicht																																													
				Stück	lauf. Meter																																														
			Uebertrag.....			26375																																													
41	40	—	Anschlussbleche für die Knotenpunkte I, II, III, IV und 1 von 10 Dicke  $l = b = a = c = d = G =$ <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr><td>I</td><td>840</td><td>390</td><td>353</td><td>120</td><td>102</td><td>19,23</td></tr> <tr><td>II</td><td>804</td><td>340</td><td>292</td><td>110</td><td>138</td><td>16,26</td></tr> <tr><td>III</td><td>734</td><td>290</td><td>252</td><td>66</td><td>110</td><td>13,18</td></tr> <tr><td>IV</td><td>662</td><td>260</td><td>210</td><td>95</td><td>95</td><td>10,59</td></tr> <tr><td>1</td><td>835</td><td>400</td><td>250</td><td>85</td><td>140</td><td>21,22</td></tr> </table>	I	840	390	353	120	102	19,23	II	804	340	292	110	138	16,26	III	734	290	252	66	110	13,18	IV	662	260	210	95	95	10,59	1	835	400	250	85	140	21,22	16,10	—	644										
I	840	390	353	120	102	19,23																																													
II	804	340	292	110	138	16,26																																													
III	734	290	252	66	110	13,18																																													
IV	662	260	210	95	95	10,59																																													
1	835	400	250	85	140	21,22																																													
42	40	—	Anschlussbleche für die Knotenpunkte 2, 3, 4, 5, 6 von 10 Dicke..  $l = b = c = d = e = f = g = G =$ <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr><td>2</td><td>890</td><td>460</td><td>132</td><td>132</td><td>192</td><td>276</td><td>242</td><td>26,43</td></tr> <tr><td>3</td><td>804</td><td>390</td><td>113</td><td>100</td><td>180</td><td>204</td><td>216</td><td>20,75</td></tr> <tr><td>4</td><td>843</td><td>340</td><td>130</td><td>120</td><td>175</td><td>160</td><td>190</td><td>18,91</td></tr> <tr><td>5</td><td>740</td><td>290</td><td>70</td><td>120</td><td>160</td><td>125</td><td>165</td><td>14,45</td></tr> <tr><td>6</td><td>685</td><td>260</td><td>100</td><td>100</td><td>130</td><td>118</td><td>135</td><td>11,85</td></tr> </table>	2	890	460	132	132	192	276	242	26,43	3	804	390	113	100	180	204	216	20,75	4	843	340	130	120	175	160	190	18,91	5	740	290	70	120	160	125	165	14,45	6	685	260	100	100	130	118	135	11,85	18,48	—	739
2	890	460	132	132	192	276	242	26,43																																											
3	804	390	113	100	180	204	216	20,75																																											
4	843	340	130	120	175	160	190	18,91																																											
5	740	290	70	120	160	125	165	14,45																																											
6	685	260	100	100	130	118	135	11,85																																											
43	8	—	Flacheisen zur Verticale I 1 von 6395 Länge, 260 Breite, 8 Dicke. 	103,5	—	828																																													
44	16	103,16	Winkelleisen Nr. I von 70 + 70 Breite, 9 Dicke, 8.6443 + 8.6452 Länge. Zur Verticalen I 1 (1 mal geköpft) 	—	9,20	949																																													
45	8	67,74	Winkelleisen Nr. I von 70 + 70 Breite, 9 Dicke, 8.8468 Länge zur Verticalen X 10 (2 mal geköpft, Fig. zu Nr. 46, c = 0).....	—	9,20	623																																													
46	32	268,99	Winkelleisen Nr. II von 80 + 80 Breite, 9 Dicke, zu den Verticalen VIII 8 und IX 9  VIII 8: $l = 8368, l_1 = 8370, c = 2, a = 81$ IX 9: $l = 8443, l_1 = 8444, c = 1, a = 80$	—	10,61	2854																																													
47	32	261,04	Winkelleisen Nr. III von 90 + 90 Breite, 9 Dicke, zu den Verticalen VI 6 und VII 7 (Figur zu Nr. 46). VI 6: $l = 8068, l_1 = 8073, c = 5, a = 84$ VII 7: $l = 8243, l_1 = 8247, c = 4, a = 83$	—	12,01	3135																																													
			Fürtrag.....			36147																																													

Nr.	Anzahl	Lauf. Meter	Bezeichnung	Gewicht pro		Gesamt- gewicht
				Stück	lauf. Meter	
			Uebertrag.....			36147
48	16	125,53	Winkelleisen Nr. IV von 90 + 90 Breite, 10 Dicke, zur Verticalen V 5: $l = 7843$, $l_1 = 7849$, $c = 6$, 2 mal gekröpft (Fig. zu Nr. 46)	—	13,26	1664
49	32	237,15	Winkelleisen Nr. VII von 125 + 70 Br., 4 Dicke zu den Verticalen III 3 und IV 4  III 3: $l = 7243$, $l_1 = 7255$, $c = 12$, $d = 10$ $e = 5$, $a = 233$ IV 4: $l = 7568$, $l_1 = 7578$, $c = 10$, $d = 10$ $e = 5$, $a = 230$	—	13,03	3088
50	16	110,00	Winkelleisen Nr. IV von 125 + 70 Breite, 10 Dicke zu der Verticalen II 2 (Fig. zu Nr. 49) $l = 6868$, $l_1 = 6882$, $c = 14$, $d = 10$, $e = 5$ $a = 261$	—	14,43	1556
51	4	—	Bleche für die unteren Enden der Verticalen I 1 von 424 Breite, 280 Höhe, 8 Dicke.....	7,41	—	30
52	34	—	Bleche für die unteren Enden der übrigen Verticalen von 438 Breite, 280 Höhe 8 Dicke... 	7,51	—	255
53	4	—	Bleche für die oberen Enden der Verticalen I 1 von 424 Breite, 308 Höhe, 8 Dicke.....	8,15	—	33
54	34	—	Bleche für die oberen Enden der übrigen Verticalen von 308 Höhe, 8 Dicke und $12.418 + 4.412 + 18$. 437 Breite..... 	8,11	—	276
55	38	—	Bleche zum Anschluss der oberen Querverbindungen von 740 Breite, 220 Höhe, 8 Dicke..	10,16	—	386
56	136	60,78	Winkelleisen Nr. I als Querriegel für die Verticalen von 70 + 70 Breite, 9 Dicke; 68. $390 + 44.420 + 68$ $.388 + 8.392 + 64$ $.398 + 240.418$ Länge, 2 mal verkröpft .. 	—	9,20	559
57	228	94,94	Winkelleisen Nr. I als Querriegel für die Verticalen von 70 + 70 Breite, 9 Dicke, 24. $386 + 204.420$ Länge, nicht verkröpft	—	9,20	873
58	96	—	Flacheisengitterstäbe von 600 Länge, 50 Br., 8 Dicke für die Verticale I 1 ($c = 25$, $d = 26$)..... 	1,79	—	172
			Fürtrag.....			45039

Nr.	Anzahl	Lauf. Meter	B e z e i c h n u n g	Gewicht pro		Ge- sammt- gewicht	
				Stück	lauf. Meter		
			Uebertrag.....			45039	
59	1128	—	Flacheisengitterstäbe von 612 Länge, 50 Br., 8 Dicke für die übrigen Verticalen (Figur zu Nr. 58, $c = 26$ $d = 24$).....	1,83	—	2064	
60	36	—	Futterbleche an den Knotenpunkten II, IV und 1 von 10 Dicke. $l = b = c = d = G =$ II 305 229 22 190 3,50 IV 342 229 18 188 4,23 1 210 404 0 172 2,94				
				3,59	—	129	
61	7668	—	Nietköpfe für 20 ^{mm} dicke Niete.....	0,050	—	383	
62	1056	—	Nietköpfe für 22,5 ^{mm} dicke Niete.....	0,071	—	75	
63	2576	—	Nietköpfe für 25 ^{mm} dicke Niete.....	0,097	—	250	
						47940	
			III. Lagerständer.				
64	8	33,32	Flacheisen von 516 Breite, 10 Dicke, 8.4165 Länge.....	—	40,25	1341	
65	32	193,44	Winkeleisen Nr. IV von 90 + 90 Breite, 10 Dicke 32.6000 Länge		—	13,26	2565
							
							
66	8	—	Anschlussblech für die Zugstäbe von 1038 Br. 1270 Höhe, 15 Dicke.....	130,58	—	1045	
67	8	—	Verbindungsblech am unteren Ende von 830 Br., 840 Höhe, 15 Dicke.....	70,96	—	568	
68	8	—	Deckplatten von 540 Länge, 516 Breite, 10 Dicke, ver- kröpft.....		21,73	—	174
69	16	—	Deckplatten von 450 Länge, 136 Breite, 10 Dicke.....	4,77	—	76	
70	16	—	Deckplatte von 540 Länge, 182 Br., 10 Dicke, verkröpft (Figur zu Nr. 68).....	7,67	—	123	
71	8	—	Bleche für das obere Ende von 650 Höhe, 438 Breite, 8 Dicke (Figur zu Nr. 52).....	17,58	—	141	
			Fürtrag.....			6033	

Nr.	Anzahl	Lauf. Meter	Bezeichnung	Gewicht pro		Gesamt- gewicht
				Stück	lauf. Meter	
			Uebertrag.....			6033
72	8	—	Bleche für das untere Ende von 285 Höhe, 438 Breite, 8 Dicke.....	7,79	—	62
73	24	10,08	Winkelisen Nr. I von 70 + 70 Br., 9 Dicke, 24.420 Länge, verkröpft (Figur zu Nr. 56).	—	9,2	93
74	32	—	Winkelisen Nr. I von 70 + 70 Br., 9 Dicke, 32.420 Länge.....	—	9,2	124
75	192	—	Flacheisengitterstäbe von 612 Länge, 50 Br., 8 Dicke (Fig. zu Nr. 58, c = 26, d = 24).	1,83	—	351
76	3744	—	Nietköpfe für 20 ^{mm} dicke Nieten.....	0,050	—	187
						6850
			IV. Lager.			
			A) Gusseisen. (Spec. Gew. = 7,6)			
77	2	—	Lagerkörper für die festen Lager.....	905	—	1810
78	2	—	Grundplatten für die Stelzenlager.....	682	—	1364
79	14	—	Stelzen 270 hoch, 100 breit, 770 lang; 12 Stück mit Spurrand, 2 Stück mit Zapfen...	130	—	1820
						4994
			B) Stahl. (Spec. Gew. = 7,9)			
80	2	—	Lagerkörper für die Stelzenlager.....	452	—	904
81	4	—	Balanciers für die festen und die Stelzenlager.	417	—	1668
82	4	—	Cylinder von 108 Dicke, 780 Länge.....	60,3	—	241
						2813
			C) Schmiedeeisen. (Spec. Gew. = 7,8)			
83	8	—	Flacheisen zu den Stelzenrahmen von 85 Breite, 25 Dicke, 980 Länge mit 9 Löchern.....	11,9	—	95
84	56	—	Zapfen von 40 Dicke, 180 Länge mit Bund- ring.....	17,7	—	991
85	8	—	Stehbolzen von 40 Dicke, 940 Länge mit 2 Bundringen.....	9,2	—	56
86	26	—	Schraubenbolzen von 25 Dicke, 130 Schaft- länge.....	2,1	—	34
87	8	—	Schraubenbolzen von 25 Dicke, 140 Schaft- länge.....	2,2	—	18
88	40	—	Schraubenmuttern zu den Stehbolzen und Be- festigungsschrauben.....	0,7	—	28
89	16	—	Steinstifte von 50 Dicke, 250 Länge.....	3,0	—	48
						1270
			V. Querconstructionen.			
			Nach specieller Berechnung.....	—	—	82542

Zusammenstellung.

		Gewicht	
		im Ganzen	pro lauf. Meter
	<i>T h e i l</i>	<i>Tonnen</i>	<i>Tonnen</i>
I	<i>Gurte</i>	93,328	1,245
II	<i>Gitterwerk</i>	47,940	0,639
III	<i>Lagerständer</i>	6,850	0,091
IV	<i>Lager</i>	9,077	0,121
V	<i>Querconstructionen</i>	82,542	1,101
		239,745	3,187

Das der Berechnung der Dimensionen zu Grunde zu legende Eigengewicht der Träger beträgt hiernach $1,245 + 0,639 + 1,101 = 2,985$ Tonnen pro lauf. Meter, während wir factisch 3,2 Tonnen pro Meter angenommen haben. Bei einer für die Ausführung durchzuführenden Neuberechnung würde man 3,0 statt 3,2 Tonnen einzuführen haben.

In folgender Tabelle stellen wir nochmals die wirklichen Gewichte, nebst den theoretischen Gewichten und den entsprechenden Constructionscoefficienten zusammen.

<i>T h e i l</i>	Wirkl. Gewicht pro Meter	Theoret. Gewicht pro Meter	Constructionscoefficient
<i>Gurte</i>	1,245	0,915	1,361
<i>Gitterwerk</i>	0,639	0,450	1,420
<i>Lagerständer</i>	0,091	0,049	1,857

Literatur.

In jeder Abtheilung chronologisch geordnet.

I. Allgemein gehaltene Werke.

1. **Culmann.** Der Bau der eisernen Brücken in England und Amerika. — Förster's Bauz. 1852.
2. **Müller.** Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. — Leipzig. Circa 1853. 6 Thlr.
3. **Weishaupt.** Die Gitterbrücken der preussischen Eisenbahnen. — Erbkam's Z. 1853.
4. **Mollinos et Pronnier.** *Traité théorique et pratique de la construction des ponts métalliques.* — Paris 1857. 36 Thl. (Enthält die Brücken Nr. 120, 131 u. 145.)
5. **Lohse.** Versuche über das Zerknicken der Eisenstäbe in Gitterträgern. — Erbkam's Z. 1857.



6. **Becker.** Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. II. Auflage. — Stuttgart 1858. 5 Thlr. 22½ Sgr.
7. **Köpke.** Ueber Träger von gleichem Widerstande, insbesondere die Anwendung derselben zu Brücken durch Laves und Pauli. — Zeitschr. des hannov. Arch.- u. Ing.-Ver. 1858.
8. **Treuding.** Brücken von Schmiedeeisen. — Zeitschr. des hannov. Arch.- u. Ing.-Ver. 1860.
9. **W. Humber.** *A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction, including iron foundations, in three parts, theoretical, practical and descriptive.* — 1864. 103 fl. 75 kr. (Enthält die Brücken 50, 54, 56, 60, 104, 107, 108, 110 und 114.)
10. **Gaudard.** *Étude comparative de divers systèmes des ponts en fer.* — Paris 1865. 12¼Fr.
11. **Winkler.** Referat über einen von demselben im sächsischen Ingenieurvereine gehaltenen Vortrag über „Die zweckmässigste Construction der eisernen Gitterbrücken“. — Civilingenieur 1866.
12. Referat über die Fragen: „Welches sind die bisher durch die Praxis und fortgeschrittene Theorie gewonnenen wichtigsten Resultate über die Construction der eisernen Brücken?“ — I. Supplementband zum Organ für Eisenbahnenwesen. 1866.
13. **Fränkel.** Construction eiserner Fachwerkträgerbrücken. — Civilingenieur 1869. — Als Separatabdruck 1869. 20 Sgr.
14. **Cawthorne Unwin.** *Wrought iron bridges and roofs. Lectures delivered at the royal engineer establishment.* — London 1869. 9 fl. 50 kr.
15. **Heinzerling.** Die Brücken in Eisen. Baumaterial, technische Entwicklung und Construction. — Leipzig 1870. 3 Thlr.
16. **Merill.** *Iron truss bridges for railroads.* — New-York 1870. 19 fl.
17. **Regnaud.** *Traité pratique de la construction des ponts et viaducs métalliques.* — Paris 1870. 25 Fr.
18. **Laissle und Schübler.** Der Bau der Brückenträger, mit besonderer Rücksicht auf Eisenconstructions. II. Thl. — Stuttgart 1870. 2 Thlr.
19. **Bauernfeind's Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde,** II. Auflage, neu bearbeitet von Doehle mann und Frauenholz. — Stuttgart 1872. 8 Thlr. (Enthält die Brücken Nr. 94, 106, 112, 135 und 201.)
20. **Baker.** *Long-span railway bridges and short-span railway bridges. Comprising investigations of the comparative theoretical and practical advantages of the various adopted or proposed tipe systems of construction.* — London 1873. 3 fl. 50 kr.
21. **Heinzerling.** Die Brücken der Gegenwart. Systematisch geordnete Sammlung der geläufigsten neueren Brückenconstructions. Erste Abth. Eiserne Brücken. 1873—1875. — (Enthält die Brücken Nr. 85, 93, 105 und 141.)

II. Werke, welche specielle Brücken oder Brückenconstructions betreffen.

22. **Schifkorn.** Beschreibung der für Oesterreich und Preussen priv., aus Eisen oder Holz construirten balken- und bogenförmigen Träger für Brücken u. dgl. mit compensirter Kreuzverspannung und Kreuzverstrebung. — Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver. 1854.

23. **Neville's** Brückensystem und dessen Anwendung, nebst Vergleich des Bedarfes an Material und Kosten gegen andere Eisenconstructions. — Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver. 1857.
24. **Mohnié**, über eine verbesserte Construction eiserner Gitterbrücken. — Erbkam's Z. 1858.
25. **V. et F. Saint Denis**. *Pont sur le Rhin à Kehl. Avec 22 plchs.* — Paris 1861.
26. **Gerber**. Die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz. Notizen über die Eisenconstruction nach Pauli's System. — Mainz 1863. Als Manuscript gedruckt.
27. **Bukowsky**. Ueber die eisernen Schiffkorn'schen Brücken. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1865.
28. **Die Eisenbahnbrücke über die Saane bei Freiburg** auf der Eisenbahn von Lausanne über Freiburg nach Bern. 12 Bl. — Vom schweizerischen Arch.- u. Ing.-Ver. Zürich 1866. 3 Thlr.
29. **Ruppert**. Neues System für Eisenbahnbrücken grosser Spannweite. — Wien 1867. 2 fl. 50 kr. — Fig. 19.
30. Album des Vereins schweizerischer Ingenieure und Architekten. Abth. Ingenieurwesen. I. Lief. Eisenbahnbrücke über die Aare bei Busswyl. 1869. 3 Thlr.
31. **Fischer**. Eisenbahnbauten bei Mannheim. I. Die Rheinbrücke zwischen Mannheim und Ludwigshafen. — Mannheim 1869. 4 Thlr.
32. **Rinecker** in Nordamerika. Ueber Linville's und Piper's Brückenconstruction. — Zeitschr. des bairischen Arch.- und Ing.-Ver. 1870.
33. Beschreibung des am 6. December 1866 dem Ingenieur H. Gerber verliehenen Patentes auf Balkenträger mit freiliegenden Stützpunkten. — Zeitschr. des bair. Arch.- und Ingen.-Ver. 1870.
34. **Chrzanowsky**. *Description du pont sur le Boug près de Térésopol; chemin de fer Térésopol-Brest.* — Varsovie 1871. 5 Thlr.
35. *Fourth annual report of the Louisville bridge-company.* — Louisville 1872. (Brücke Nr. 149.)
36. *The Linville truss bridge.* — Im Werke Nr. 54, S. 114. — Fig. 52, 104, 140 und 144.
37. **Schoen**. Mittheilungen über Brückenbauten in Nordamerika (Post's System). — Zeitschr. des österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1873. — Fig. 53, 112 und 216.
38. **Bender** in New-York. Vergleich der amerikanischen und europäischen Balkenbrücken in wissenschaftlicher und wirthschaftlicher Beziehung. — Zeitschr. des Vereins deutscher Ingen. 1873.

III. Werke, welche mehrere Brücken enthalten.

39. **Lentze**. Die Brücken über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg. — 1855. 10 Thlr.
40. **Etzel**. Brücken- und Thalübergänge schweizerischer Eisenbahnen. — 1856. 9 Thlr. (Enthält die Brücken Nr. 31, 33 und 41.)
41. Sammlung ausgeführter Constructions aus dem Gebiete des Wasser-, Strassen- und Eisenbahnbaues. Von den Eleven der Ingenieurschule zu Carlsruhe. II. Abth. Brückenbau. 1859. 51 Bl. 8½ Thlr. (Enthält die Brücken Nr. 10 und 44.)
42. Sammlung eiserner Brücken-Constructions, ausgeführt bei den Bahnen deutscher Eisenbahn-Verwaltungen. — Stuttgart 1860. 5 Thlr. 12 Sgr. (Enthält die Brücken Nr. 3, 5, 7, 8, 9, 12, 17, 21, 22, 23, 26, 27, 37, 89 und 90.) — In der Folge ist dieses Werk mit „Sammlung“ bezeichnet.

43. Die Eisenbahnbauten bei Kehl. Von der Ingenieurschule zu Karlsruhe. — 1860. 6 Thlr. (Enthält die Brücken Nr. 30 und 40.)
44. Sammlung ausgeführter Constructionen schmiedeiserner Brücken, gez. und herausg. unter Leitung von H. Sternberg in Karlsruhe. — Mannheim 1865. (Enthält die Brücken Nr. 16, 38, 51, 76, 90, 171 und 205.) 10 Thlr.
45. **E. Hartwich.** Erweiterungsbauten der rheinischen Eisenbahn. III. Abth., eiserne Brücken. Mit 32 Tafeln. — Berlin 1867. (Enthält die Brücken Nr. 73, 76, 111 und 125.) 13 Thlr. 10 Sgr.
46. **Winkler.** Notizen über einige eiserne Brücken am Rheine. Mit 13 Tafeln. — Civilingenieur 1865. (Enthält die Brücken Nr. 73, 76 und 111.)
47. Zeichnungen über Wasser- und Strassenbau. II. Curs. Brückenbau. Zu den Vorträgen des Baur. Sternberg in Karlsruhe. 60 Bl. — Karlsruhe 1867. (Enthält die Brücken Nr. 40, 41, 46, 47, 48, 76, 90, 121, 125, 144, 145, 153, 165, 173, 177 und 206.) 10 Thlr.
48. **Normalien für eiserne Brücken der österr. Südbahn-Gesellschaft.** I. Aufl. Mit autogr. Text. Neue Aufl. 4 Hefte (ohne Text). 1868. 100 fl.
49. **Cottran.** *Album des dessins d'executions et des mètres de 36 ponts métalliques du réseau des chemins de fer Méridionaux italiens.* 1868. — 32 Fres. (Enthält die Brücken Nr. 18, 35, 42, 43, 52, 55, 57, 58, 59, 61 und 75.)
50. **Normalien der k. k. priv. Staatsbahn.** Einzelne Blätter. Aeltere Sammlung mit den Brücken Nr. 86, 87; neuere Sammlung (1869) mit den Brücken Nr. 89 und 90.
51. Zeichnungen von Brücken aus Schmiedeeisen. Von den Studirenden des Brückenbaues an der polytechnischen Schule in Hannover. — 1860. 5 $\frac{1}{3}$ Thlr. — 1869. 4 Thlr.
52. **Normalien eiserner Brücken der österr. Nordwest-Bahn.** 1870.
53. **Stein.** Erweiterungsbauten der Berlin-Stettiner Eisenbahn. — Berlin 1870. 6 Thlr. (Enthält die Brücken Nr. 188, 194 und 195.)
54. **W. Maw and J. Dredge.** *Modern examples of road and railway bridges. Illustrating the most recent practice of leading engineers in Europa and America. Partially reprinted from „Engineering.“* 1872. — (Enthält die Brücken Nr. 109, 135, 149, 151, 168 und 204.)
55. **Klein.** Sammlung eiserner Brücken-Constructionen, ausgeführt bei den Bahnen deutscher Eisenbahn-Verwaltungen. Neue Folge. — Stuttgart. I. bis X. Lief. (Enthält die Brücken Nr. 67, 69, 98, 112, 115, 118, 121, 166, 198, 202, 205 und 206.)
56. **Malezieux.** *Travaux publics des états-unis d'amérique en 1870. Rapport de Mission.* — Paris 1873. (Bespricht die Systeme von Howe, Murphy-Whipple, Linville, Post und Warren.) Im Auszuge in *Ann. des ponts et chauss.* 1872.
57. I., II., III., V. und VII. Excursionsbericht der Ingenieurschule des polyt. Institutes in Wien. — 1869 bis 1872. (Enthält die Brücken Nr. 68, 74, 78, 80, 96, 103, 113, 132, 143, 200 und 203.)
58. Autographirte Zeichnungen der Eisenbau-Anstalt von Klett & Comp. in Nürnberg. Director H. Gerber. (Enthält die Brücken Nr. 97, 100, 102, 169 u. 206.)
59. Pläne der auf der Kaschau-Oderberger Bahn ausgeführten Eisenbrücken, zusammengestellt durch den Oberingenieur H. Wagner.
60. **Elbebrücken bei Aussig und Tetschen** in der österreichischen Nordwestbahn. 2 Bände (ohne Text). 1873 und 1874. — (Enthält die Brücken Nr. 122 u. 131.)

61. Sammlung von Ingenieurbauten im Königreiche Sachsen. Zusammengestellt von den Studirenden der Ingenieurschule am Polytechnicum zu Dresden. Liferg. 1. Ohne Text. 1874. — (Enthält die Brücken Nr. 70, 126 und 134.)
62. **Winkler.** Ueber den Brückenbau auf der Wiener Weltausstellung 1873. — Zeitschrift d. österr. Ingen.- u. Arch.-Ver. 1874. (Bespricht die Brücken Nr. 137, 139 und 155.)

Siehe ausserdem die Werke 1, 2, 3, 4, 6, 9, 15, 18 und 21.

Zusammenstellung der Gitterbrücken, welche durch den Druck veröffentlicht sind.

In jeder Abtheilung nach der Spannweite geordnet.

I. Parallelträger mit einfachem Flacheisen - Netzwerk.

1. **Brücken der Kreuz-Küstrin-Frankfurter Bahn** von 2,2^m, 2,5^m, 2,8^m und 8,8^m Lichtweite. — Erbkam's Zeitschr. 1858.
2. **Brücke der Thüringischen Eisenbahn.** 1 Oeffnung von 6,9^m Lichtweite. — Förster's Bauz. 1848.
3. **Brücke über die Cöln-Arnheimer Chaussée** der Cöln-Mindener Bahn. 1855. 1 Oeffnung von 7,5^m Lichtweite. — Sammlung.
4. **Brücke über das Freiwasser des Salzaches.** Westphälische Staatsbahn. 1850. 1 Oeffnung von 8,8^m Lichtweite. — Sammlung.
5. **Brücke über den Mohlinbach bei Offnadingen.** Badische Staatsbahn. 1 Oeffnung von 11,7^m Lichtweite. — Sammlung.
6. **Strassenbrücke über den Oosbach am französischen Hof, am Schlachthause und beim englischen Hof in Baden.** Je 1 Oeffnung von 12,0^m Lichtweite. — Förster's Bauz. 1853. — Werk Nr. 19.
7. **Brücke im Elsterthal.** Weissenfels-Leipziger Bahn. 1857. *Mons.* Mehrere Oeffnungen von 12,6^m Lichtweite. — Sammlung. — Fig. 305.
8. **Brücke über den Emscher** beim Neu-Essener Eisenhammer. Cöln-Mindener-Bahn. 1855. 2 Oeffnungen mit je 14,7^m Lichtweite. *Contin.* Träger. — Sammlung. — Fig. 305.
9. **Brücke über den Schussen im Schussendobel.** Württembergische Staatsbahn. 1857. 1 Oeffnung von 16,0^m Lichtweite. — Sammlung.
10. **Brücke über die Dill.** Rhein-Lahn-Bahn. 3 Oeffnungen von 12,9^m, 16,2^m, 12,9^m Lichtweite. — Werk Nr. 41. — Fig. 407.
11. **Strassenbrücke über die Vechte bei Nordhorn.** *Meyer.* 1858. 1 Oeffnung von 16,6^m Lichtweite. — Zeitschr. d. hannov. Arch.- und Ing.-Ver. 1861.
12. **Brücke über die Aach bei Niederbingen.** Württemb. Staatsb. 1857. 1 Oeffnung von 17,9^m Lichtweite. — Sammlung.
13. **Viaduct bei Wüste-Kunersdorf.** Kreuz-Küstrin-Frankfurter Bahn. 1857. 3 Oeffnungen von 15,9^m, 18,5^m, 15,9^m Lichtweite. — Erbkam's Zeitschr. 1858.
14. **Brücken der österreichischen Staatsbahn** von 15—19^m Lichtweite. — Normalien der österr. Staatsbahn.

15. **Brücke über das Wildethal bei Hoch-Eiten.** Cöln-Mindener Bahn. 1855. 6 Oeffnungen von je 19,1^m, 1 Oeffnung von 21,7^m Lichtweite. Contin. Träger. — Sammlung.
16. **Brücke über die Eure** Bahn von Orleans nach Rouen. 3 Oeffnungen von 18,67^m, 19,17^m, 18,67^m Meter Lichtweite. Contin. Träger. — *Nouv. ann. de le constr. par Oppermann 1873.*
17. **Hauensteinübergang bei Klein-Laufenburg.** Badische Staatsbahn. 1 Oeffnung von 21,8^m Lichtweite. — Sammlung. — Werk Nr. 44.
18. **Brücke über den Naviglio grande.** Bahn von Pavia nach Cremona. *Gouin & C* 1 Oeffnung von 22,0^m Lichtweite. — Werk Nr. 49.
19. **Brücken bei Küstrin** der Kreuz-Küstrin-Frankfurter Bahn. 1857. Ueber den Vorfluth-Canal der Oder, 11 Oeffnungen von je 13,8^m Lichtweite; über die Oder, 9 Oeffnungen von 23,2 und 24,5^m Lichtweite und 1 Drehbrücke mit 2 Oeffnungen von je 10,4^m Lichtweite; über den Hauptfestungsgraben, 2 Oeffnungen von je 13,8^m Lichtweite; über das Glacis, 6 Oeffnungen von je 13,8^m und 2 Oeffnungen von je 22,6^m Lichtweite; über die Warthe, 6 Oeffnungen von je 24,5^m und 1 Drehbrücke mit 2 Oeffnungen von je 9,94^m Lichtweite. — *Erbkam's Zeitschrift 1858.*
20. **Brücke über die Nahe bei Münster am Stein.** Rhein-Nahe-Bahn. 2 Oeffnungen von 22,6^m Lichtweite. — *Erbkam's Zeitschr. 1862.* — Fig. 384.
21. **Brücke über die Lippe** der Cöln-Mindener Bahn. 1855. Strombrücke mit 2 Oeffnungen von je 27,2^m, Fluthbrücke mit 2 Oeffnungen von je 17,7^m Lichtweite. Contin. Träger. — Sammlung.
22. **Brücken der braunschweigischen Südbahn über die Ocker,** eine mit 3 Oeffnungen von je 27,4^m Lichtweite und zwei mit je 1 Oeffnung von 14,3^m und 11,7^m Lichtweite. 1856. — Sammlung.
23. **Brücken der sächsischen Staats-Eisenbahnen** bis 1856. 17 Brücken von 4,4 bis 27,4^m Lichtweite. — Sammlung. — Fig. 116.
24. **Neckarbrücke bei Untertürkheim.** 3 Oeffnungen von 28,8^m Weite. Obergurt von Gusseisen. — Autographien des Polytechn. in Stuttgart.
25. **Strassenbrücke über die Enz bei Pforzheim.** 2 Oeffnungen von 28,7 und 29,6^m Lichtweite. — *Förster's Bauz. 1852.*
26. **Brücke über die Ruhr bei Altstaden.** Cöln-Mindener Bahn. 1855. 5 Oeffnungen von je 31,4^m Lichtweite. — Sammlung.
27. **Oderbrücke bei Oswitz** unweit Breslau. Oberschlesische Bahn. 1856. 1 Oeffnung von 31,4^m Lichtweite. Ausserdem Drehbrücke mit 9,4^m Lichtweite. — Sammlung.
28. **Brücke über den Sicherheitshafen in Bremen.** Bremen-Oldenburger Bahn. *Berg.* 1866. 2 Oeffnungen von 32,0^m Spannweite. Contin. Träger. 1 Drehbrücke mit Öffnung von ca. 16^m Lichtweite. *Erbkam's Zeitschr. 1868.*
29. **Brücke von Carlos-Gomes.** 2 Oeffnungen von je 34,0^m Lichtweite. Contin. Träger. — *Humber.*
30. **Brücke über die Kinzig bei Kehl.** Badische Staatsbahn. *Keller.* 1859. 3 Oeffnungen von 32,4^m, 35,4^m, 32,4^m Lichtweite. — Werk Nr. 43. — Fig. 379.
31. **Kleinere Brücken der schweizerischen Centralbahn.** *Etzel.* 1853–1858. 10 Brücken von 16,8 bis 36,2^m Lichtweite. — Werk Nr. 40. — Fig. 24, 66, 185 und 346.
32. **Strassenbrücke über die Seine bei Bilancourt.** *Legrand.* 1863. 3 Oeffnungen von 31,5^m, 37,0^m, 31,5^m, 2 Oeffnungen von je 21,0^m Lichtweite. Untergurt nach oben etwas convex. — *Förster's Bauz. 1865.*

33. **Brücke über die Sitter bei St. Gallen.** Schweizerische Centralbahn. *Etzel*. 1856. 4 Oeffnungen von 36,0^m, 38,4^m, 36,0^m Lichtweite. Contin. Träger, eiserne Pfeiler. — Werk Nr. 40. — Fig. 357.
34. **Brücke über die Seine bei Argenteuil.** Bahn von Paris nach Dieppe. 5 Oeffnungen von 2.30^m und 3.40^m Lichtweite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1864.
35. **Brücke über den Moro.** Bahn Pescara-Foggia in Italien. *Cail & C.* 1 Oeffnung von 40,0^m Lichtweite. — Werk Nr. 49.
36. **Brücke über den Royal-Canal bei Dublin.** Dublin-Drogheda Bahn. 1845. 1 Oeffnung von 42,7^m Lichtweite. — Förster's Bauz. 1848. *Erbkam's Zeitschr.* 1857.
37. **Brücke über die Wiese bei Basel.** Badische Staatsbahn. 1 Oeffnung von 43,6^m Lichtweite. — Sammlung. — Förster's Bauz. 1856. — Werk Nr. 44.
38. **Rheinbrücke bei Waldshut.** Badisch-schweizer. Verbindungsbahn von Waldshut nach Turgi. *Gerwig*. 1858. 3 Oeffnungen von 34,4^m, 51,9^m, 34,4^m Lichtweite. Contin. Träger. — Förster's Bauz. 1862. Werk Nr. 19. — Fig. 70.
39. **Brücke über den Neckar bei Neckarelz.** Odenwaldbahn. *Keller*. 5 Oeffnungen von 34,5^m, 39^m, 45^m, 39^m, 34,5^m Lichtweite. — Becker, ausgeführte Constructionen des Ingenieurs. I. Abth.
40. **Rheinbrücke bei Kehl.** *Keller*. 1858—1860. 3 Stromöffnungen von je 56^m Lichtweite. Contin. Träger. 4 Oeffnungen von je 26^m Lichtweite mit Drehbrücken. — Werk Nr. 43. — Fig. 72.
41. **Brücke über die Aare bei Bern.** Schweizerische Centralbahn. *Etzel*. 1856. 3 Oeffnungen von 50,0^m, 57,2^m, 50,0^m Lichtweite. — Werk Nr. 40. — Fig. 354.
42. **Brücken über die Gravine.** Bahn von Barsi nach Taranto in Italien. 3 Brücken mit 3 und 4 Oeffnungen von 37,3 bis 58,6^m Lichtweite. Contin. Träger, eiserne Pfeiler. — Werk Nr. 49.
43. **Brücken über den Fortore und über den Asinello.** Bahn Pescara-Foggia. *Cail & C.* Je 1 Oeffnung von 55,8^m und 60,0^m Lichtweite. — Werk Nr. 49. — Fig. 25.
44. **Brücke über die Lahn.** Rhein-Lahn-Bahn. 3 Brücken mit je 2 Oeffnungen und Contin. Trägern. Bei Weilburg 38,8^m, bei Balduinstein 42,6^m, bei Nassau 60,3^m Lichtweite. — Werk Nr. 41.
45. **Brücke über die Kinzig bei Offenburg.** Badische Staatsbahn. *Ruppert*. 1853. 1 Oeffnung von 62,8^m Lichtweite. — Sammlung. — Förster's Bauz. 1863.
46. **Brücke über die Nogat bei Marienburg.** Preussische Ostbahn. *Lentze*. 1857. 2 Oeffnungen von je 97,9^m Lichtweite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1855. — Werk Nr. 39. — Fig. 102.
47. **Rheinbrücke bei Cöln.** *Lohse*. 1860. 4 Oeffnungen von je 98,2^m Lichtweite. Strassenbrücke neben der Eisenbahnbrücke Nr. 53. Contin. Träger über je 2 Oeffnungen. — *Erbkam's Zeitschr.* 1863. — Fig. 26, 165, 166, 187, 410.
48. **Brücke über die Weichsel bei Dirschau.** Preussische Ostbahn. *Lentze*. 1857. 6 Oeffnungen von je 121,1^m Lichtweite. Contin. Träger. — *Erbkam's Zeitschr.* 1855. Werk Nr. 39. — Fig. 86.

II. Parallelträger mit Flacheisen-Netzwerk mit Doppelwänden.

49. **Brücke über den Wildbach „Brixenthaler Ache“ bei Wörgl.** Oesterr. Nord-Tiroler Staatsbahn (Südbahn). 1858. 1 Oeffnung von 30,3^m Lichtweite. — *Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver.* 1860.
50. **Carlos-Comes-Brücke** bei Rio de Janeiro, von *Bellhouse & C.* in Manchester. 2 Oeffnungen von 35,2^m Weite, continuirlich. — *Humber*. — Fig. 337.

51. **Brücke über den Fluss Lugu** in Russland. 2 Oeffnungen von je 57,8^m Spannweite Contin. Träger. — Werk Nr. 44.
52. **Brücke über den Po bei Mezzana-Corti.** Bahn Voghera-Pavia. *Covin & C.* 10 Oeffnungen von je 72,5^m Lichtweite. Unten 2 gel. Eisenbahn, oben Strasse. — Werk Nr. 49. — *Nouv. ann. de la constr. par Oppermann.* 1869. —
53. **Rheinbrücke bei Cöln.** *Lohse.* 1860. 4 Oeffnungen von je 98,2^m Lichtweite. Eisenbahnbrücke neben der Strassenbrücke (Nr. 47). Contin. Träger über je 2 Oeffnungen. — *Erbkam's Zeitschr.* 1863. — Fig. 26, 88, 167, 187, 293, 294, 410 und 411.

III. Brücken mit Netzwerk aus Formeisen und einfachen Wänden.

a) Gitterstäbe mit L förmigem Querschnitt.

54. **Brücke über den Murillo** in Spanien. *Porter* in Birmingham. 1 Oeffnung von 34,5^m Lichtweite. — *Humber.* — Fig. 106.
55. **Brücken über den Cernaro.** Bahn von Bovino nach Urraiano. *Cail & C.* Brücken von 18,0^m, 19,2^m, 20,8^m, 23,1^m, 25,5^m, 36,0^m Lichtweite. — Werk Nr. 49. — Fig. 188 und 260.
56. **Brücke über den Segre bei Levida.** Barcellona- und Saragossa-Bahn in Spanien. *Ch. de Bergue & C.* 5 Oeffnungen von je 42,8^m Spannweite. Contin. Träger. — *Humber.*
57. **Brücken über den Miscano.** Bahn von Uriano nach Benevento. *Covin & C.* 3 Brücken von 40,0^m, 42,0^m, 48,0^m Lichtweite. — Werk Nr. 49.
58. **Brücke über den Tamaro.** Bahn Uriano-Benevento. *Covin & C.* 1 Oeffnung von 48,0^m Lichtweite. — Werk Nr. 49. — Fig. 260, 301 und 385.
59. **Brücke über den Adda.** Bahn von Pavia nach Cremona. *Covin & C.* 3 Oeffnungen von 44,9^m, 54,5^m, 44,9^m Spannweite. Contin. Träger. — Werk Nr. 49.
60. **Brücke über den Alcanadre.** Barcellona- und Saragossa-Bahn. 3 Oeffnungen von 19,8^m, 74,7^m, 19,8^m Spannweite. Contin. Träger. — *Humber.*

b) Gitterstäbe mit I förmigem Querschnitt.

61. **Brücke über den St. Lorenzo-Maggiore.** Bahn von Caserla nach Benevento. 1 Oeffnung von 16,6^m Lichtweite. — Werk Nr. 49.
62. **Wienbrücke bei Wien.** Kaiserin Elisabeth-Bahn. *Hornbostel.* 1860. 3 Oeffnungen von 15,2^m, 19,0^m, 15,2^m Lichtweite. Contin. Träger. Variable Maschenweite. — Förster's Bauz. 1861. — Fig. 22, 67 und 349.
63. **Brücken der Kaiserin Elisabeth-Bahn.** *Hornbostel.* 1860. 1 Br. mit 2 Oeffnungen von je 91,1^m, 1 Br. mit 1 Oeffnung von 19,0^m Lichtweite. Variable Maschenweite. — Förster's Bauz. 1861. — Fig. 22, 67 und 349.
64. **Brücke über die Brenz bei Königsbronn.** Bahn von Aalen nach Heidenheim. 1864. 1 Oeffnung von 19,3^m Spannweite. — Werk Nr. 18.
65. **Brücke über den Blaucanal bei Ehrenstein.** Württemb. Donaubahn. 1 Oeffnung von 19,4^m Spannweite. — Werk Nr. 18.
66. **Brücken der Württembergischen Staatsbahn** von 17,2 und 20,1^m Lichtweite. — Normalien der Württemb. Staatsbahn.
67. **Viaduct über die Blau bei Gershausen.** Württembergische Staatsbahn. (Donaubahn.) *Wagner.* 1865/73. 4 Oeffnungen je 20,6^m Lichtweite, 21,8^m Spannweite. — Klein.

68. **Belzabach-Brücke.** Oesterr. Kronprinz Rudolf-Bahn. 1870. 1 Oeffnung von 22,8^m Lichtweite. — IV. Excursionsbericht.
69. **Neckarbrücke bei Heilbronn.** Württemb. Staatsbahn. 1862. 6 Hauptöffnungen mit 5,25,8 und 22,9^m Lichtweite. Zweimal je 2 Träger continuirlich. — Klein.
70. **Brücke über das Chemnitzthal** bei Chemnitz. 7 Oeffnungen von 26,8^m Spannweite. (Ausserdem 9 steinerne Bögen.) Variable Maschenweite. — Werk Nr. 61.
71. **Brücke über den Salzach bei Salzburg.** Kaiserin Elisabeth Bahn. 5 Oeffnungen von je 28,8^m Lichtweite. — Förster's Bauz. 1861.
72. **Brücke über die Lauchert bei Sigmaringendorf.** Württembergische Staatsbahn. (Donaubahn.) *Wagner*. 1865/73. 1 Oeffnung von 31,31^m Spannweite. — Klein.
73. **Brücke über die Nahe bei Bingen.** Rheinische Bahn. *Hartwich*. 1859. 3 Oeffnungen von je 34,5^m Lichtweite. — Hartwich's Erw. — Werk Nr. 46.
74. **Strassenbrücke bei Steyer.** Oesterr. Kronprinz Rudolf-Bahn. 1869. 1 Oeffnung von 38,0^m Lichtweite. — I. Excursionsbericht. — Fig. 71 und 124.
75. **Brücken über den Cernaro.** Bahn von Bovino nach Ariano. *Cail & C.* 3 Brücken mit je 1 Oeffnung von 20,0^m, 25,5^m und 40,0^m Lichtweite. — Werk Nr. 49.
76. **Brücke über die Mosel bei Coblenz.** Rheinische Bahn. *Hartwich*. 1859. 4 Oeffnungen von je 41,4^m Lichtweite; je 2 mit contin. Trägern. — Hartwich's Erw. — Werk Nr. 44. — Fig. 31, 122, 196, 267, 312 und 314.
77. **Brücke über die Aare bei Busswyl.** Berner Staatsbahn. 1863. 4 Oeffnungen von 36^m, 45^m, 45^m, 36^m Lichtweite. Contin. Träger. — Werk Nr. 30. — Fig. 266 und 315.
78. **Zayerbach-Brücke.** Oesterr. Kronprinz Rudolf-Bahn. 1870. 1 Oeffnung von 46,6^m Lichtweite. — IV. Excursionsbericht. — Fig. 206.
79. **Weissenbach-Viaduct.** Oesterr. Kronprinz Rudolf-Bahn. 3 Oeffnungen von 37,9^m, 47,4^m, 41,7^m Lichtweite. Contin. Träger, eiserne Pfeiler. — Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1871.
80. **Strassenbrücke über die Donau bei Linz.** 1872. 5 Oeffnungen von 49,9^m Spannweite. — V. und VII. Excursionsbericht.
81. **Brücke über das Thal von Thouet bei Tours.** Bahn von Bressuire nach Tours. *Eiffel & Co.* 1872. 4 Oeffnungen von 43,6 + 51,5 + 51,5 + 43,6^m Spannweite mit continuirlichen Trägern und eisernen Pfeilern. — *Nouv. annales de la construction*. 1874. — Fig. 413.
82. **Brücken der Kaschau-Oderberger Bahn.** 19 Brücken. Von 15,8 bis 61,8^m Spannweite mit einfachen und continuirlichen Trägern. — Werk Nr. 59. — Fig. 307.
83. **Brücke über den Boug bei Terespol** in Russland. *Chrzanowski*. 4 Oeffnungen von je 72,5^m Spannweite; je 2 Oeffnungen continuirlich. — Werk Nr. 34.
84. **Donaubrücke bei Stadlau.** Oesterr. Staatsbahn. 5 Oeffnungen von 76,6^m, 77,0^m, 77,0^m, 76,6^m Lichtweite, 4 Oeffnungen von je 32,4^m Lichtweite. Contin. Träger. — Autographien der Staatsbahn. — Förster's Bauz. 1869/70. — *Nouv. ann. de la constr. par Oppermann* 1870. — Fig. 69, 168, 361, 364 und 368.
85. **Brücken der österr. Südbahn** von 16 bis 80^m Spannweite. *Pressel*. — Oesterreichische Eisenbahnen von Etzel, Bd. VI. — Neue Normalien der österreich. Südbahn. — Fig. 28, 73, 123, 205, 298, 333 und 344.

c) Gitterstäbe mit Ω förmigem Querschnitt.

86. **Brücke über den Saalbach** im Bahnhofe von Bruchsal. *Ruppert*. 1 Oeffnung von 9^m Lichtweite. Stäbe aus Brückschienen. — Förster's Bauz. 1855.
87. **Brücke über die March bei Müglitz**. Oesterr. Staatsbahn. *Ruppert*. 5 Oeffnungen von je 19,0^m Lichtweite. Contin. Träger. — Normalien der österr. Staatsbahn. — Fig. 23.
88. **Brücke der österr. Staatsbahn**. Linie Iravicza-Stierdorf. *Ruppert*. 1 Oeffnung von 31,6^m Lichtweite. — Normalien der österr. Staatsbahn. — Fig. 23.
89. **Brücke über die Gran** in Ungarn. Oesterr. Staatsbahn. *Ruppert*. 1857. 3 Oeffnungen von 43,2^m, 50,6^m, 43,2^m Lichtweite. Contin. Träger. — Sammlung. — Werk Nr. 50. — Fig. 27, 77, 126, 262 und 339.
90. **Brücke über die Eipel** in Ungarn. Oesterr. Staatsbahn. *Ruppert*. 1857. 3 Oeffnungen von 44,6^m, 56,9^m, 44,6^m Lichtweite. Contin. Träger. — Sammlung. Werk Nr. 50. — Fig. 27, 77, 126, 262 und 339.

d) Gitterstäbe mit \perp förmigem Querschnitt.

91. **Brücke über die Sanne bei Freiburg** oder **Grandfey-Viaduct**. Bahn von Lausanne nach Bern. 1862. 7 Oeffnungen von je 40,6^m Lichtweite. Contin. Träger, eiserne Pfeiler. — Erbkam's Zeitschr. 1863. — Fig. 29 und 313.
92. **Iglava-Viaduct bei Eibenschütz**. Oesterr. Staatsbahn. 6 Oeffnungen von je 60,0^m Spannweite. Contin. Träger, eiserne Pfeiler. — Autographien der Staatsbahn. Förster's Bauz. 1870. — Fig. 30, 191 und 302.
- Einzelne Brücken von Nr. 82.

e) Gitterstäbe mit + förmigem Querschnitt.

93. **Brücken der österr. Nordwestbahn** von 16 bis 20^m Spannweite. — Normalien der österr. Nordwestbahn.
94. **Flackensee-Brücke**. Niederschlesisch-Märkische Bahn. *Malberg*. 1857. 1 Oeffnung von 25,7^m Lichtweite. — Erbkam's Zeitschr. 1859. — Werk Nr. 19. — Fig. 198, 264, 355 und 373.
95. **Brücke über die Saale bei Bernburg**. Bahn von Bernburg nach Halberstadt. 1865. 4 Oeffnungen von je 33,0^m Spannweite. — Erbkam's Zeitschr. 1867.
96. **Brücke über die Elbe bei Pardubitz**. Oesterr. Nordwestbahn. 1871. 4 Oeffnungen von 30^m, 40^m, 40^m, 30^m Spannweite. Contin. Träger. — V. Excursionsbericht. — Fig. 106.
97. **Strassenbrücke über den Main bei Etmann**. *Gerber*. 1872. 1 Hauptöffnung von 40,6^m Lichtweite. 3 Seitenöffnungen von 19,0^m Lichtweite; 6,7^m Strassenbreite. — Werk Nr. 58.
98. **Brücke über die Donau bei Zweifaltendorf**. Württembergische Staatsbahn (Donaubahn). *Wagner*. 1865-73. 1 Oeffnung von 45,30^m Spannweite; schief. — Klein.
99. **Brücke über die Enns am Gesäuse-Eingange**. Oesterr. Kronprinz-Rudolf-Bahn. 1872. 1 Oeffnung von 45,5^m Lichtweite; schief. — VII. Excursionsbericht.
100. **Brücke über den Lech bei Kaufering**. Bairische Staatsbahn, Linie München-Buchloe. 2 Oeffnungen von 55,7^m Lichtweite. — Werk Nr. 58. — Fig. 78, 136, 210, 243, 300 und 401.
101. **Thaya-Viaduct bei Znaim**. Oesterr. Nordwestbahn. 1871. 4 Oeffnungen von 50^m, 60^m, 60^m, 50^m Spannweite. Contin. Träger. — V. Excursionsbericht. Förster's Bauz. 1873. — Fig. 33, 132, 133, 303, 380 und 392.

102. **Strassenbrücke über die Donau bei Vilsofen.** *Gerber.* 1872. 5 Oeffnungen von 51,6^m 51,6^m 64,5^m 51,6^m 51,6^m Spannweite mit continuirl. Gelenkträgern; 6,4^m Strassenbreite. — Werk Nr. 58. — Fig. 127, 244, 255, 256 und 261.
103. **Brücke der österr. Nordwestbahn über die Donau bei Wien.** 1872. 4 Oeffnungen von 79,8^m Lichtweite mit contin. Trägern über je 2 Oeffnungen; 14 Fluthöffnungen von 29,7^m Lichtweite, ebenfalls mit contin. Trägern über je 2 Oeffnungen. — VII. Excursionsbericht. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1872.

IV. Brücken mit weitmaschigem Netzwerk und Doppelwänden.

104. **Beelah-Viaduct** bei Brough und **Deepdale-Viaduct** in der Durham- und Lancashire-Bahn in Westmoreland. Spannweite 14,6^m. — *Humber.*
105. **Brücke über die Lippe.** Venloe-Hamburger-Bahn. 8 Oeffnungen von 23,54^m Lichtweite. Einfache Träger ohne Endverticalen. — Werk Nr. 21.
106. **Brücke über die Isar bei Plattling.** Bairische Ostbahn. 1860. 6 Oeffnungen von 24,8^m, 27,7^m, 29,2^m, 27,7^m, 24,8^m Lichtweite. Contin. Träger über sämtliche Oeffnungen. — Klein. — Werk Nr. 19. — Fig. 147, 338 und 405.
107. **Brücke über den Ebro bei Cadrieta** in der Saragossa-Alsasun-Bahn in Spanien. *Retortillo* in Madrid. 21 Oeffnungen von 32,5^m Weite. — *Humber.* — Fig. 90, 149 und 186.
108. **Brücke über den Fluss Foyle bei Londonderry.** *Hawkshaw.* 6 Oeffnungen von 36,3^m Lichtweite, ausserdem 1 Drehbrücke mit 2 Oeffnungen. Oben Strasse, unten Bahn. — *Humber.*
109. **Strassenbrücke über den Pruth bei Czernowitz.** *Grant.* 1870. 6 Oeffnungen von je 38,40^m Spannweite. Contin. Träger. Breite der Bahn 7,3^m. — *Maw and Dredge.*
110. **Charing-Cross-Brücke über die Themse** in London. — *Hawkshaw.* 8 Oeffnungen von 39,1^m Lichtweite. 4 Geleise auf 2 Trägern. — *Humber.* — Fig. 93, 162 und 164.
111. **Brücke über die Lahn bei Lahnstein.** Rheinische Bahn. *Hartwich.* 1864. 2 Oeffnungen von 32,0^m und 1 Oeffnung von 42,4^m Lichtweite. — *Hartwich's* Erw. — Werk Nr. 45. — Fig. 57, 89, 152, 155, 159, 189, 304, 387 und 393.
112. **Brücke über den Inn bei Bichelwang.** Oesterr. Südbahn. 1858. 1 Hauptöffnung von 45,2^m Lichtweite; 3 Fluthöffnungen von je 21,2^m Lichtweite. — Klein. — Fig. 358.
113. **Kummerbrücke über die Enns.** Oesterr. Kronprinz-Rudolf-Bahn. 1872. 1 Oeffnung von 56,3^m Spannweite. — VII. Excursionsbericht.
114. **Themsebrücke bei Blackfriars.** London-Chatam- und Dover-Bahn. 5 Oeffnungen von 51,7^m, 57,7^m, 58,2^m, 57,7^m, 51,7^m Spannweite. — *Förster's* Bauz. 1866. — Fig. 87 und 163.
115. **Bühler-Viaduct bei Vellberg.** Württembergische Staatsbahn. 3 Oeffnungen von je 62^m Spannweite. Contin. Träger; 4 Träger für 2 Gleise. — Klein.
116. **Brücke über den Tayfluss bei Dundee.** North-British-Railway. *Bergue & C.* 1873. 89 Oeffnungen von 18,3 bis 61,0^m Spannweite. — *The Engineer.* 1873. — Fig. 34.
117. **Brücke über die Garonne bei Bordeaux.** Bahn von Paris über Orleans nach Bordeaux. 7 Oeffnungen von 2.54,0^m und 5.71,3^m Lichtweite. — *Erbkam's* Zeitschr. 1860. — *Ann. des ponts et chaussées* 1867. — Fig. 148.

118. **Viaduct über den Kocher bei Tullau.** Württemb. Staatsbahn. 3 Oeffnungen von je 76,0^m Spannweite. Contin. Träger; 4 Träger für 2 Gleise. — Klein. — Fig. 353 und 374.
119. **Brücke über den Boynefluss bei Drogheda.** Bahn von Dublin nach Belfast. Barton. 1855. 3 Oeffnungen von 43,0^m, 81,4^m, 43,0^m Lichtweite. — Erbkam's Zeitschr. 1857.
120. **Reichsstrassenbrücke über die Donau bei Wien.** *Schneider & Co.* in Creusot, 1874. 4 Oeffnungen von 81,7^m Lichtweite; contin. Träger; 18,81^m Strassenbreite. — *The Engineer* 1875.
121. **Brücke über den Inn bei Passau.** Bairische Ostbahn. 1861. 1 Oeffnung von 90,4^m Weite. — Klein. — Fig. 32, 156, 297, 356 und 360.
122. **Brücke über die Elbe bei Tetschen.** Oesterr. Nordwestbahn, 1874. 2 Stromöffnungen mit continuirlichen Trägern von 100,0^m Spannweite, 2 Fluthöffnungen von 21,8 und 23,2^m Lichtweite; schief unter 45 Grad. — Werk Nr. 60. — Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1875.

V. Brücken mit Fachwerk und einfachen Wänden.

123. **Brücke über die Sieber.** Südhaybahn. 1870. 2 Oeffnungen von je 15,93^m Spannweite. — Zeitschr. des Hannov. Arch. u. Ing. Ver. 1871.
124. **Ilmenau-Brücke bei Bienenbüttel.** Harburg-Lehrter-Bahn. *Kaven.* 1859. 4 Oeffnungen von je 16,6^m Lichtweite. — Zeitschr. des hannov. Arch.- u. Ing.-Ver. 1865.
125. **Brücke über den alten Rhein bei Griethausen.** Rheinische Bahn. *Hartwich.* 1864. 20 Oeffnungen von je 18,8^m Lichtweite. (Vergl. Nr. 134.) — Hartwich's Erw. — Fig. 76 und 197.
126. **Brücke über die Flöha.** Flöhathalbahn in Sachsen. 22^m Spannweite. — Werk Nr. 61.
127. **Brücke über die Eger bei Klösterle.** Böhmisches Nordwestbahn. 1871. 2 Oeffnungen von 42,0^m Spannweite. — V. Excursionsbericht.
128. **Brücke der Vermont- und Canada-Bahn** in Nordamerika. System *Whipple.* 1 Oeffnung von 45,1^m Spannweite. — Erbkam's Zeitschr. 1862.
129. **Brücke über die Isar bei München.** München-Braunauer-Bahn. *Gerber.* 1869. 3 Oeffnungen von 50,2^m Spannweite. — Werk Nr. 18.
130. **Brücke über die Donau bei Ingolstadt.** Bahn von München nach Gunzenhausen. *Gerber.* 1868. 3 Oeffnungen von 53,9^m Weite. — Zeitschr. d. bair. Arch.- und Ing.-Ver. 1869. — Fig. 39, 79, 157 und 209.
131. **Brücke über die Elbe bei Aussig.** Oesterr. Nordwestbahn. 1873. — 3 Stromöffnungen mit continuirlichen Trägern von je 71,2^m Lichtweite; oben eingeleisige Eisenbahn, unten Fahrbahn von 5,3^m Breite. 4 Seitenöffnungen von 11,2^m Lichtweite. — Werk Nr. 60. Förster's Bauzeit. 1874. — Fig. 193, 258 und 311.
132. **Brücke über die Donau bei Mauthausen.** *Hornbostel.* Oesterr. Westbahn, 1872. 5 Oeffnungen von 78,9^m Spannweite; 3 Fluthöffnungen von 30,0^m Spannweite. — VII. Excursionsbericht. — Fig. 259.
133. **Brücke über den Donaucanal bei Wien.** Oesterr. Staatsbahn. *Köstlin.* 1869. 1 Oeffnung von 79,7^m Lichtweite. — Autographien der Staatsbahn. — Zeitschr. des österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1869. — Fig. 46, 80, 81, 138 und 208.

VI. Brücken mit Fachwerk und Doppelwänden.

134. **Brücke über die Pockau.** Flöhathalbahn in Sachsen. 16^m Spannweite; Kurve von 280^m Radius. Neigung von 1:50.— Werk Nr. 61.
135. **Brücke der bairischen Staatsbahn, Linie München-Ingolstadt.** *Gerber.* 18,4^m Spannweite. — Werk Nr. 19.
136. **Mount-Union Brücke über den Juniata.** Pennsylvanische Eisenbahn. *Pettit.* 5 Oeffnungen von 37,0 bis 38,2^m Spannweite. Pettit's System. 2 Gleise, 3 Träger. — *Maw and Dredge.* — Fig. 40, 145 und 151.
137. **Mononghela-Brücke bei Pittsburg in Nordamerika.** *Pettit.* 5 Oeffnungen von 38,4^m Spannweite. Pettit's System; 2 Gleise, 3 Träger. — Zeitschr. des österr. Ing.- und Arch.-Ver.
138. **Brücke über das Kleparow-Thal bei Lemberg.** Carl-Ludwigbahn. *Hermann.* 1867. 3 Oeffnungen von je 57,0^m Lichtweite. — Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1869. — Fig. 94.
139. **Strassenbrücke über den Delaware bei Trenton in Nordamerika.** *Pettit.* 5 Oeffnungen von 55,5^m Spannweite mit Trägern nach Pettit's System. — Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1874. — Fig. 40.
140. **Donaubrücke bei Mariaort unweit Regensburg.** Bahn von Regensburg nach Nürnberg. *Buchler.* 1871. 3 Oeffnungen von 63,0^m Spannweite. — V. Excursionsbericht. — Förster's Bauz. 1873. — Fig. 91, 92, 153, 161 und 245.
141. **Brücke über die Ruhr bei Kettwig.** Bergisch-Märkische Eisenbahn. 2 Oeffnungen von je 63,9^m Spannweite; 2 Gleise. — Werk Nr. 21.
142. **Jumna-Brücke bei Allahabad in der indischen Ostbahn.** *M. & G. Rendel* in Birkenhead. Oben Eisenbahn, unten Strasse. 15 Oeffnungen von 64,9^m Weite. — *Humber.* — Fig. 295 und 399.
143. **Brigittabrücke über den Donaucanal bei Wien; Strassenbrücke.** *Köstlin* und *Battig.* 1871. 1 Oeffnung von 65,1^m Lichtweite; Fahrbahn von 11,3^m, 2 Trottoirs von 3,8^m Breite. Die Enden des Obergurtes sind geradlinig nach abwärts geführt. — VII. Excursionsbericht. — Fig. 44.
144. **Rheinbrücke bei Mannheim.** 1867. 3 Oeffnungen von je 89,0^m Spannweite. Eisenbahnbrücke und Strassenbrücke. — Werk. Nr. 31. — Fig. 154, 194 und 386.
145. **Brücke über den alten Rhein bei Griethausen.** Rheinische Bahn. *Hartwich.* 1864. 1 Oeffnung von 100,4^m Lichtweite. (Vergl. Nr. 123.) — Hartwich's Erw. — Fig. 310 und 408.

VII. Neville- und Warren-System.

146. **Brücke über die Normida bei Rivalta in Piemont.** 7 Oeffnungen von 14,23^m Spannweite. Contin. Träger. Eiserne Pilotenpfeiler. — *Giornale del genio civile, 1874.* — *Nouv. ann. de la const. par Oppermann, 1874.*
147. **Taptee-Viaduct an der Bombay-, Baroda- und Central-Indien-Bahn.** *Kennedy.* 28 Oeffnungen von 18,3^m Lichtweite. Warren-System. — *Humber.* — Fig. 129 und 214.
148. **Brücke der Bahn von Charleroi nach Erquelines.** *Neville's* System. Oeffnungen von je 21,6^m Spannweite. — Förster's Bauz. 1848. — Fig. 35 und 132.
149. **Brücke über die kleine Juniata.** Pennsylvanische Eisenbahn. *Wilson* und *Pettit.* 1872. 2 Oeffnungen von je 25,15^m Spannweite. — *Maw and Dredge.* — Fig. 317 und 318.

150. **Brücke über den Verbindungs canal der Leye mit dem Meere**, nach *Neville's* System. *Colson*. 1 Oeffnung von 28,8^m Spannweite. — Civilingenieur 1862. — Fig. 115 und 231.
151. **Brücke über den Fluss Kistna**. Great Indian Peninsula Railway. *Berkley*. 36 Oeffnungen von je 30,48^m Spannweite. Röhrenpfeiler. — *Maw and Dredge*.
152. **Brücke über die Oesan bei Akerleby**. Schwedische Eisenbahn von Stockholm nach Göteborg. 1 Oeffnung von 29,7^m Spannweite. — *Teknisk-ekonomisk beskrifning öfver Svenska statens Jernvägsbyggna*.
153. **Crumlin-Viaduct** in der Newport-Abogaveny- und Hereford-Eisenbahn-Verlängerung. *Liddel und Gordon*. 1853. 10 Oeffnungen von 45,7^m Lichtweite. — *Warren-System*. — *Erbkam's Zeitschr.* 1858. — *Förster's Bauz.* 1863. — Fig. 37, 59, 103, 130 und 222.
154. **Brücke über den Trent bei Newark**. Greath-Northern-Bahn. *Culett*. 1 Oeffnung mit 78,9^m Spannweite. — *Mollinos et Pronnier*. — Fig. 36, 61, 114, 169, 170, 215, 224 und 227.
155. **Brücke über den Ohio bei Louisville** in Nordamerika; *Fink* 1870. 2 Oeffnungen von 113 und 122^m, 25 Oeffnungen von 15 bis 75^m Spannweite; nur die beiden grossen Oeffnungen haben Warrenträger, die übrigen Hängewerksträger nach *Fink's* System. — *Werk Nr. 35*. — *Zeitschr. des österr. Ing.- und Arch.-Ver.* 1874. — Fig. 38, 63, 113, 139, 217, 225 und 272.

VIII. Howe's und Rider's System.

156. **Brücken im k. k. Hofburg-Stallgebäude in Wien**. System *Schifkorn*. 2 Brücken von je 9,5^m Lichtweite. — *Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver.* 1855.
157. **Wegüberführung der New-Jersey-Bahn**. System *Rider*. 1 Oeffnung von 17,7^m Lichtweite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1862. — Fig. 171 und 234.
158. **Brücke der Morris- und Essex-Bahn**. System *Rider*. Mehrere Oeffnungen von 18,3^m Spannweite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1862. — Fig. 51.
159. **Brücke über die Iser bei Rakaus**. Südnorddeutsche Verbindungsbahn. *Schifkorn's* System. 1858. 7 Oeffnungen von je 24,7^m Lichtweite. — *Klein*.
160. **Strassenbrücke in Philadelphia**. System *Howe*. 1 Oeffnung von 30,5^m Lichtweite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1862. — Fig. 54, 110, 128 und 235.
161. **Rider'sche Brücke** in Amerika. 1 Oeffnung von 35,4^m Lichtweite. — *Förster's Bauz.* 1852.
162. **Brücke über die Elbe bei Tetschen**. Böhmisches Nordbahn. *Schifkorn's* System. 3 Oeffnungen von 53,6^m, 53,6^m und 34,3^m Spannweite. — *V. Excursionsbericht*. — *Zu Nr. 158 und 161*: Fig. 55, 60, 111, 172, 173, 236, 237, 238, 253, 268, 269, 274 und 316.

IX. Brücken mit Halbparabelträgern.

163. **Brücke über die Reuss bei Luzern**. Schweizer Nordostbahn. 5 Oeffnungen von je 22^m Lichtweite.
164. **Werdersteg über die Murg in Gernsbach**, Badischer Schwarzwald. *Baumeister*. 1 Oeffnung von 36^m Spannweite; Gehweg von 1,6^m Breite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1872.
165. **Brücke über die Tauber bei Gerlachsheim**. Odenwaldbahn. *Keller*. 1865. 1 Oeffnung von 36^m Lichtweite, ausserdem 2 Seitenöffnungen von je 18^m Lichtweite mit Parallelträgern. — *Keller*, die Tauberthal-Bahn. Karlsruhe 1870.

166. **Brücke über die Donau bei Scheer.** Württembergische Staatsbahn (Donaubahn). *Wagner*. 1865/73. 2 Oeffnungen von je 38^m Spannweite. Ausserdem 2 Oeffnungen von je 19^m Spannweite mit Parallelträgern. In einer Curve von 458^m Radius. — Klein.
167. **Elbebrücke bei Meissen.** Borsdorf-Meissener-Bahn. *Schwedler*. 1867. 3 Stromöffnungen von je 51^m Lichtweite; 3 Fluthöffnungen von je 18,8^m Lichtweite (mit Parallel-Fachwerkträgern). — *Erbkam's Zeitschr.* 1868. — Fig. 85, 292 und 309.
168. **Brücke über den Missouri bei Kansas City.** Kansas- und Cameron-Eisenbahn. *Chanute*. 1869. 2 Oeffnungen von 40,5 + 2.55,2 + 61,0 + 76,2 + 61,0 + 54,0^m Spannweite. Linnville's System. — *Maw and Dredge*.
169. **Brücke über die Donau bei Gross-Prüfening.** Bairische Staatsbahn, Linie Ingolstadt-Regensburg. *Gerber*, 1873. 3 Oeffnungen von 78,0^m Lichtweite. Der Obergurt ist nur an den Enden parabolisch herabgebogen. — *Werk Nr. 58.* — Fig. 18, 137, 142, 199 und 265.
170. **Nordbahnbrücke über die Donau bei Wien.** Kaiser-Ferdinands-Nordbahn. *Hermann*, 1873. 4 Stromöffnungen von 83,8^m, 7 Fluthöffnungen von 61,1^m Spannweite. Höhe an den Enden sehr klein. — *Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1875. — Fig. 58, 101, 158.
171. **Brücke über den Wye bei Chepstow.** *Brunel*. 1850—1852. 1 Hauptöffnung von 91,4^m Weite; 3 kleine Oeffnungen von je 30,5^m Weite (mit Blechträgern). — *Mollinos et Pronnier.* — Förster's Bauz. 1852. — *Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver.* 1855. — Fig. 45 und 107.
172. **König Wilhelms Rhein-Eisenbahnbrücke bei Düsseldorf.** Düsseldorf-Neusser Verbindungsbahn. 1871. 4 Oeffnungen von je 103,6^m Lichtweite; 1 Drehbrücke mit 2 Oeffnungen von 13,4^m Lichtweite, 15 überwölbte Fluthöffnungen von 18,8^m Lichtweite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1872. — Fig. 42.
173. **Brücke über den Leck bei Kuilenburg.** Bahn von Utrecht nach Herzogenbusch. 1 Oeffnung von 150^m, 1 Oeffnung von 80^m, 7 Oeffnungen von 57^m Spannweite. — Lithographien der Brückenbauanstalt von Harkort. — *Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1871. — *Werk Nr. 47.* — Fig. 41, 118, 195, 257 und 388.

X. Brücken mit Bogensehnen- und Fischbauch-Trägern.

174. **Strassenbrücke über den Erie-Canal bei Buffalo in Amerika,** von *Whipple*. 10 Oeffnungen von 22,5^m Weite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1862. — Fig. 184.
175. **Brücke über die Pulsnitz bei Ortrand.** Cottbus-Grossenhainer Bahn. *Theune*. 1870. 1 Oeffnung von 23,07^m Spannweite] mit Fischbauchträgern. — *Deutsche Bauz.* 1870.
176. **Strassenbrücke bei Rochester,** von *Whipple*. 1 Oeffnung von 24,7^m Spannweite. — Förster's Bauz. 1852.
177. **Brücke über die Brahe bei Czersk.** Bromberg-Thorner-Bahn. *Schwedler*. 1862, 2 Oeffnungen von 25,4^m Spannweite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1861. — Fig. 219.
178. **Strassenbrücke über den Erie-Canal in Albani in Amerika,** von *Whipple*. 1 Oeffnung von 25,5^m Weite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1862. — Fig. 64 und 233.
179. **Scheldebrücke bei Oudenarden.** Hennegau-Flandrische Bahn. *Dalbot*. 1861. 1 Oeffnung von 30,5^m Weite. — Förster's Bauz. 1863. — Fig. 254 und 328.

180. **Brücke in Japan** für Fussgänger und beladene Lastthiere. *Keck*, 1871. 1 Oeffnung von 36,09^m Spannweite; Breite der Bahn = 6,51^m. — *Zeitschr. des Hannov. Arch.- und Ing.-Ver.* 1873.
181. **Brücke über die Ruhr bei Altstaden.** Mühlheim-Duisburger Eisenbahn. *Buresch*. 5 Oeffnungen von 31,39^m Lichtweite. — *Erbkam's Zeitschr. für Bauw.* 1873.
182. **Brücke der Verbindungsbahn der Blackwall- und Eastern-Bahn** von *Fox* und *Henderson*. 1850. 1 Oeffnung von 36,6^m Weite. — *Förster's Bauz.* 1852.
183. **Brücke über die Donau bei Rechtenstein.** Württembergische Staatsbahn (Donaubahn). *Wagner*, 1865/73. 3 Oeffnungen von 25,81 + 2. 39,34^m Spannweite. Schief. — *Klein*.
184. **Brücke über die Orne bei Caen.** Bahn von Paris nach Cherbourg. 1858. 1 Oeffnung von 46,6^m Spannweite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1861.
185. **Weserbrücke in Bremen** in der Bremen-Oldenburger Bahn. 1868. 3 Oeffnungen von 48,2^m Spannweite und 1 Oeffnung von 20,0^m Weite. — *Zeitschr. des Hannov. Arch.- und Ing.-Ver.* 1870. — Fig. 47, 74, 131 und 371.
186. **Brücke über den Shannon** in Irland, von *Hemans*. 1850. 2 Oeffnungen von 52,4^m Weite. — *Humber*. — Fig. 84 und 203.
187. **Themsebrücke bei Windsor**, von *Brunel*. 1849. 1 Oeffnung von 61,3^m Weite. — *Mollinos et Pronnier* — *Humber*. — Fig. 83, 105, 146, 221, 270 und 329.
- Sämmtliche Brücken, mit Ausnahme von Nr. 175, haben Bogensehenträger.

XI. Brücken mit Schwedler'schen Trägern.

188. **Kurze und lange Oderbrücke bei Breslau.** Strassenbrücke von 7,9^m Spannweite — *Erbkam's Zeitschr.* 1868. — Fig. 96 und 325.
189. **Fluthbrücke im Oderthale bei Stettin.** Berlin-Stettiner Bahn. 1865. 14 Oeffnungen von je 25,4^m Spannweite. — *Werk Nr. 53*.
190. **Brücke über die alte Oder bei Breslau** mit 29,5^m Weite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1868. — Fig. 97 und 98.
191. **Brücke über den Colomak.** Charkow-Krementschug-Bahn. *Laissle*. 1 Oeffnung von 33,8^m Spannweite. (Obergurt etwas abweichend von der Schwedler'schen Form; elliptisch.) — *Werk Nr. 18*.
192. **Brücke über die Drelsam.** Bahn von Freiburg nach Breisach. *Baumeister*, 1871. 1 Oeffnung von 34,2^m Spannweite. — *Zeitschr. des Hannov. Arch.- und Ing.-Ver.* 1872.
193. **Oderbrücken bei Dyhernfurth, Steinau und Deutsch-Nettkow.** Breslau-Schweidnitz-Freiburger Bahn. Zusammen 31 Oeffnungen von je 36,45^m Spannweite. — *Zeitschrift des Hannov. Arch.- und Ing.-Ver.* 1873.
194. **Strassenbrücke über die Brahe bei Bromberg.** 1 Oeffnung von 36,7^m Weite. Strassenbrücke von 8,2^m Breite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1870. — Fig. 207 und 326.
195. **Brücke über die Parnitz bei Stettin.** Berlin-Stettiner Bahn. 1867. 2 Oeffnungen von je 37,7^m Spannweite; ausserdem 2 Oeffnungen von je 12,6^m Lichtweite für eine Drehbrücke. — *Werk Nr. 53*.
196. **Brücke über die Oder bei Stettin.** Berlin-Stettiner Bahn. 2 Oeffnungen von je 37,9^m Spannweite; ausserdem 2 Oeffnungen von je 18,8^m Lichtweite für eine Drehbrücke. — *Werk Nr. 53*.
197. **Brücke über die Weser bei Corvey unweit Höxter**, Altenbecken-Holzmindener Bahn. 1864. 4 Oeffnungen von 58,3^m Weite. — *Erbkam's Zeitschr.* 1867. — Fig. 43, 99, 200, 324 und 381.

198. **Brücke über die Donau bei Sigmaringen.** Württembergische Staatsbahn (Donaubahn.) *Wagner*, 1865/73. 1 Oeffnung von 60^m Spannweite. Fachwerk mit steifen Diagonalen. — Klein.
199. **Elbebrücke bei Tangermünde.** 5 Oeffnungen von 65,9^m Weite. — *Erbkam's Zeitschrift*, 1868.

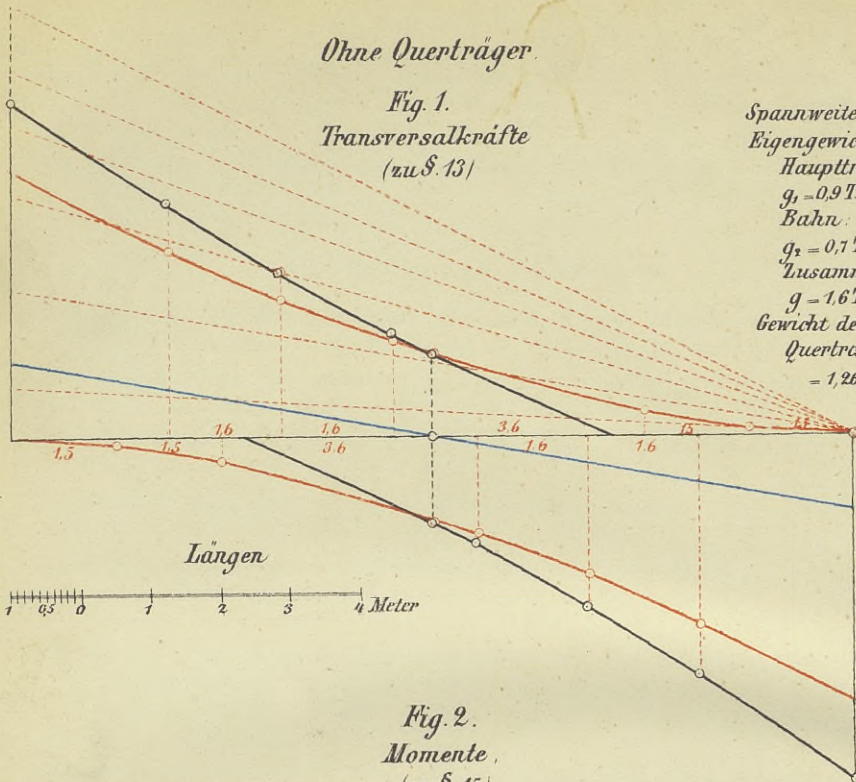
XII. Brücken mit Fischträgern.

200. **Strassenbrücke über die Donau bei Passau.** *Gerber*. 1869. 7 Oeffnungen von je 26,5^m Spannweite. — V. Excursionsbericht. — Fig. 135 und 322.
201. **Strassenbrücke über den Lech bei Schongau.** *Gerber*. 3 Oeffnungen von je 26,3^m Lichtweite; Strassenbreite 6,5^m. — Werk Nr. 19.
202. **Rodach-Brücke bei Kronach.** Bairische Staatsbahn. 1 Oeffnung von 35,0^m Weite. — Klein. — Werk Nr. 19. — Fig. 321 und 400.
203. **Strassenbrücke über die Donau bei Deggendorf.** *Gerber*. 1863. 8 Oeffnungen von je 38,0^m Spannweite. — V. Excursionsbericht.
204. **Strassenbrücke über die Metropolitan-Bahn bei Charles-Street in London.** *Fowler*. 1 Oeffnung von 46,9^m Lichtweite; Breite der Bahn 12,2^m. — *Maw and Dredge*. — Fig. 117.
205. **Isarbrücke bei Grosshesselohe** unweit München, von *Pauli* und *Werder*. Bairische Staatsbahn. 1857. Zwei äussere Oeffnungen von 24,6^m und eine mittlere Oeffnung von 55,5^m Weite. — Klein. — *Förster's Bauz.* 1859. — Fig. 48, 100, 143, 319 und 362.
206. **Rheinbrücke bei Mainz.** Hessische Ludwigsbahn. Von *Pauli*, *Werder* und *Gerber*. Erstes Geleis 1857, zweites Geleis 1870. 4 Oeffnungen von 105,2^m Weite und 24 Oeffnungen von 15,8^m, 26,6^m und 35,0^m Weite. — Klein. — *Förster's Bauz.* — Werk Nr. 58. — Fig. 49, 56, 82, 150, 201, 202, 204, 273 und 320.
207. **Tamar-Brücke bei Saltash,** von *Brunel*. 1854. 2 Oeffnungen von 135,7^m Weite. — *Förster's Bauz.* 1857. — *Humber*. — Fig. 50, 62, 108, 218, 223 und 271.

B. Brücken, welche nicht in Werken veröffentlicht sind, die sich im Buchhandel befinden, sind nur in so weit aufgenommen, als sich Abbildungen derselben im Besitze des Polytechnicums in Wien befinden.

Ohne Querträger.

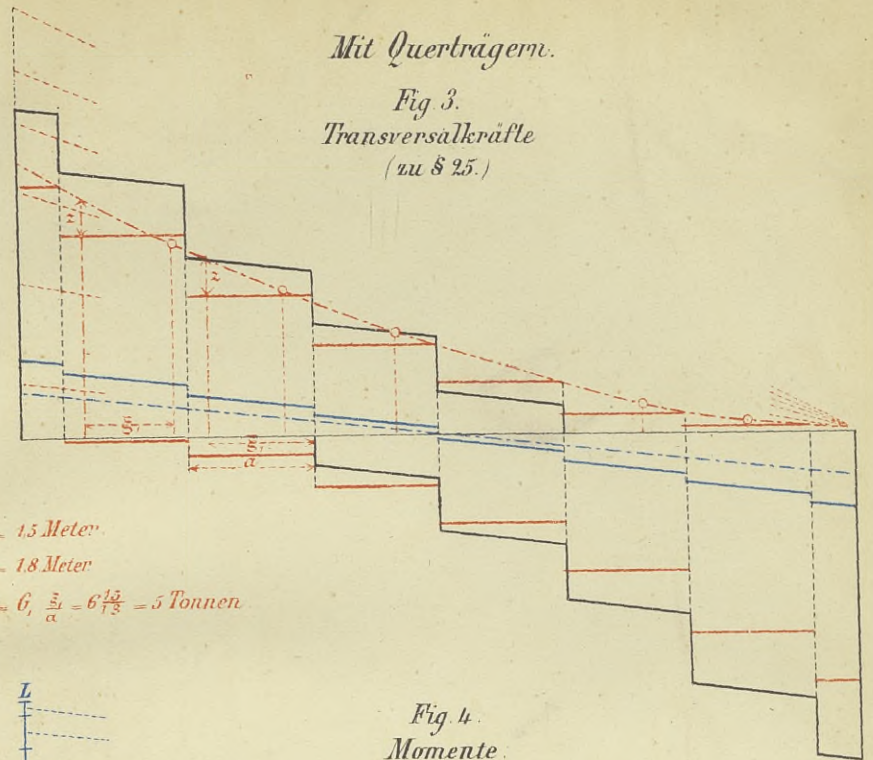
Fig. 1.
Transversalkräfte
(zu §. 13)



Spannweite = 12 Met.
Eigengewicht:
Hauptträger
 $g_1 = 0,9 \text{ T pr. Met.}$
Bahn:
 $g_2 = 0,7 \text{ T pr. Met.}$
Zusammen
 $g = 1,6 \text{ T pr. Met.}$
Gewicht der Bahn pro
Querträger
= 1,26 Tonnen

Mit Querträgern.

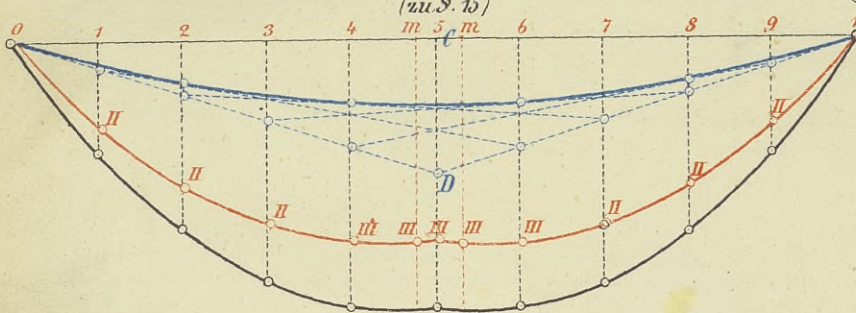
Fig. 3.
Transversalkräfte
(zu § 25.)



$\xi_1 = 1,5 \text{ Meter}$
 $\alpha = 1,8 \text{ Meter}$
 $z = 6, \frac{z}{\alpha} = 6 \frac{1,5}{1,8} = 5 \text{ Tonnen}$

Fig. 2.

Momente
(zu §. 15)

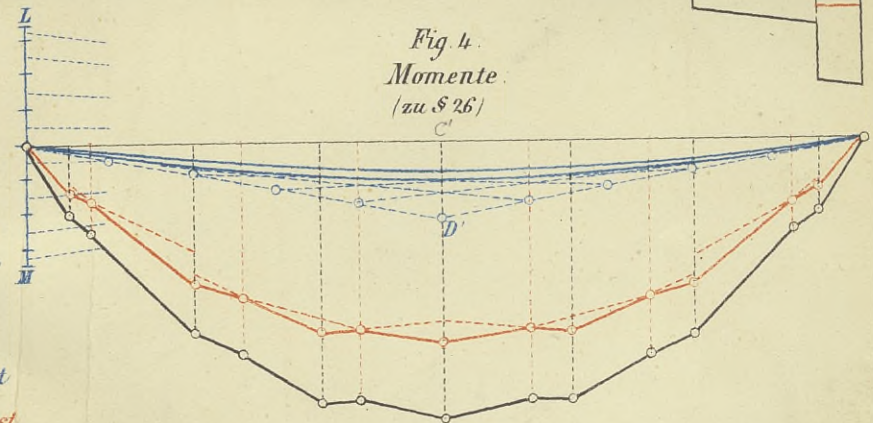


$CD = \frac{1}{4} g l$
= 57,6
Ton. Met.

$CD' = \frac{1}{4} g_1 l^2$
= 32,4
Ton. Met.
 $LM = g_2 l^2$
= 100,8
Ton. Met.

Fig. 4.

Momente
(zu § 26)



— Eigengewicht
— zufällige Last
— Gesamtlast

Fig. 6.
Seilpolygon.

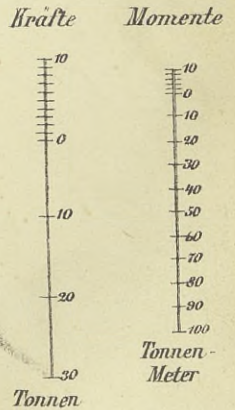
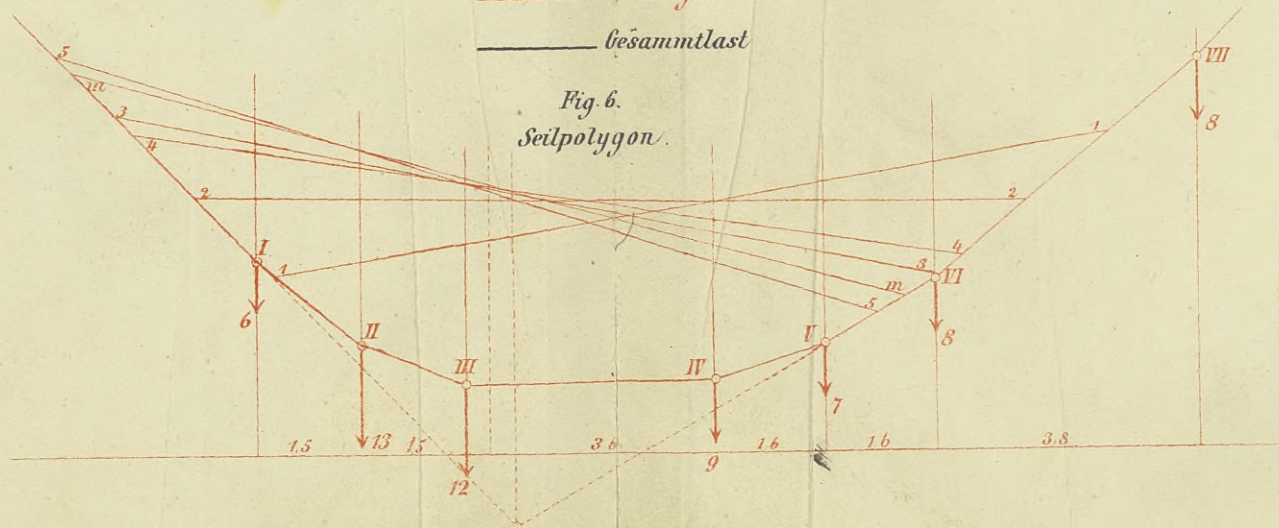


Fig. 5.
Kräfte
Polygon.



Fig. 1. Momente

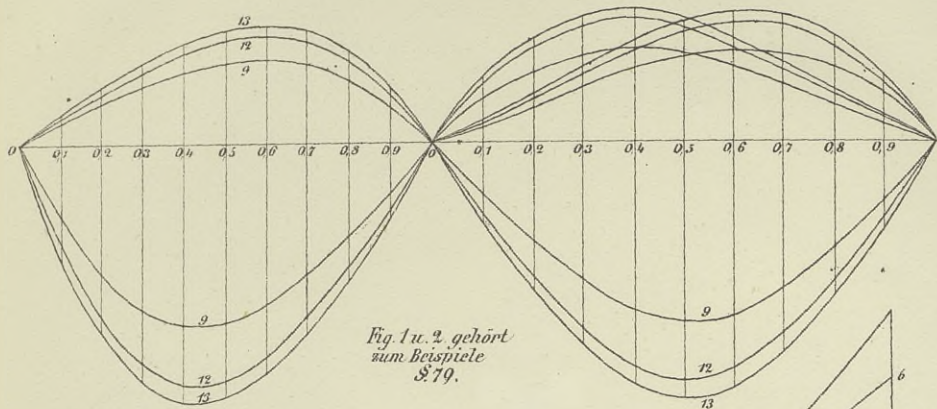


Fig. 1 u. 2. gehört zum Beispiele § 79.

10 5 0 10 20 30 Tonnen-Meter

Momente
Fig. 3. Erstes Feld.

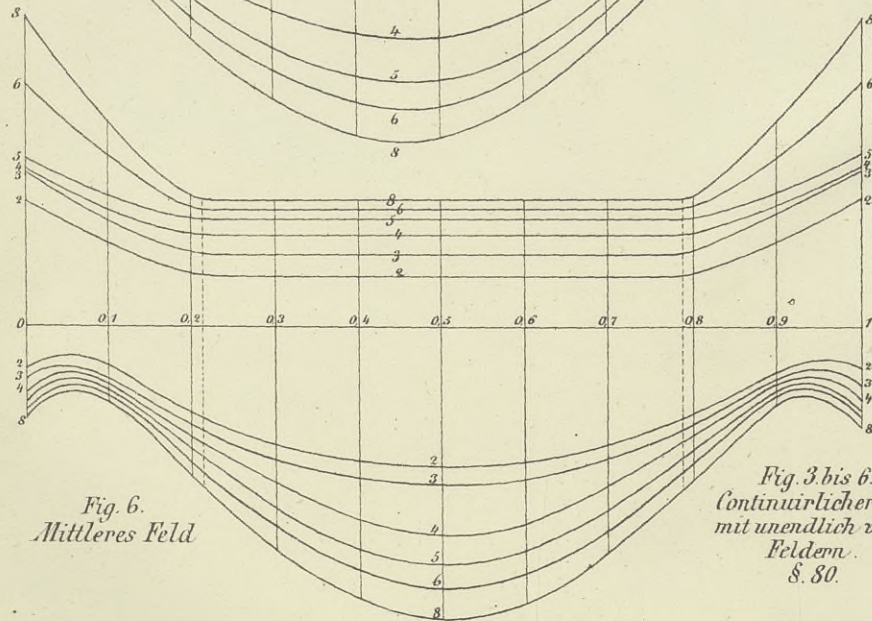
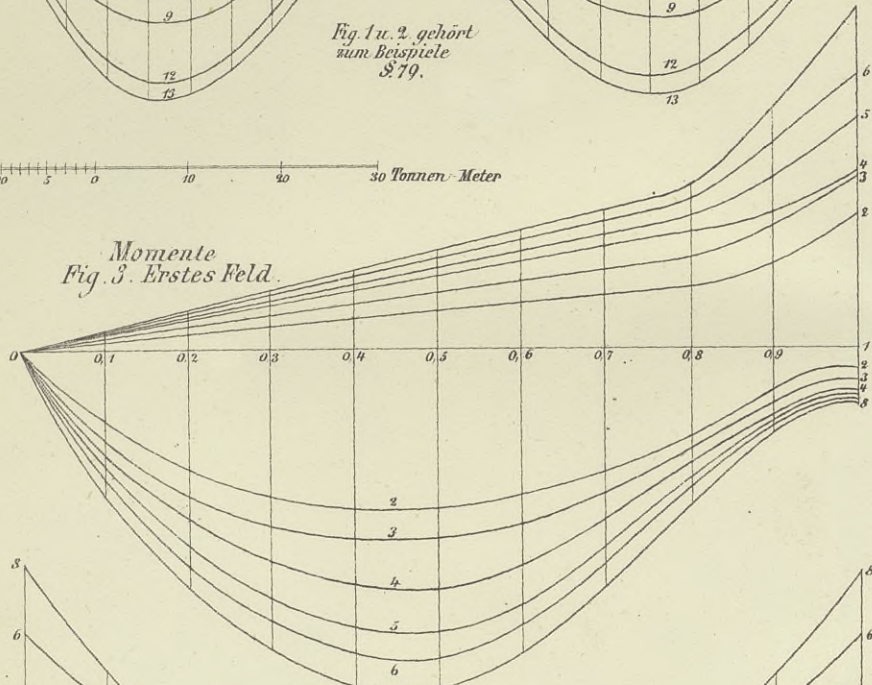
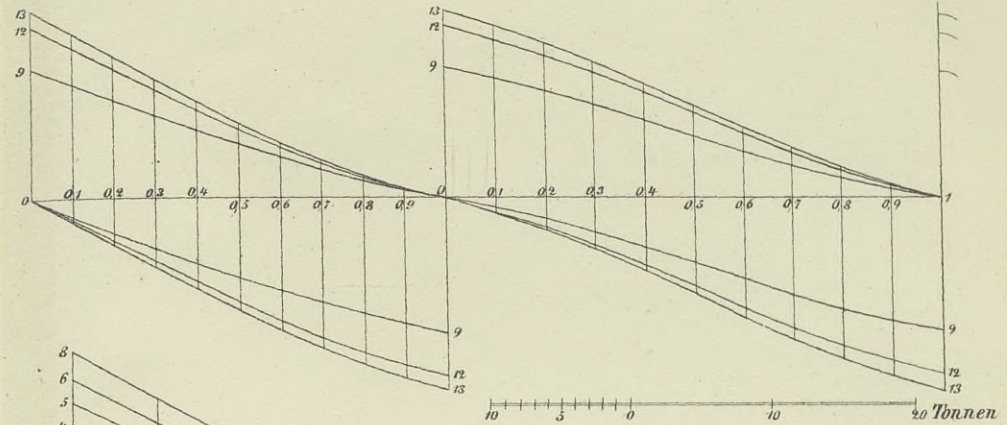


Fig. 6.
Mittleres Feld

Fig. 3 bis 6.
Continuirlicher Träger
mit unendlich vielen
Feldern.
§. 80.

Fig. 2. Transversalkräfte



10 5 0 10 20 Tonnen

Transversalkräfte
Fig. 5. Erstes Feld

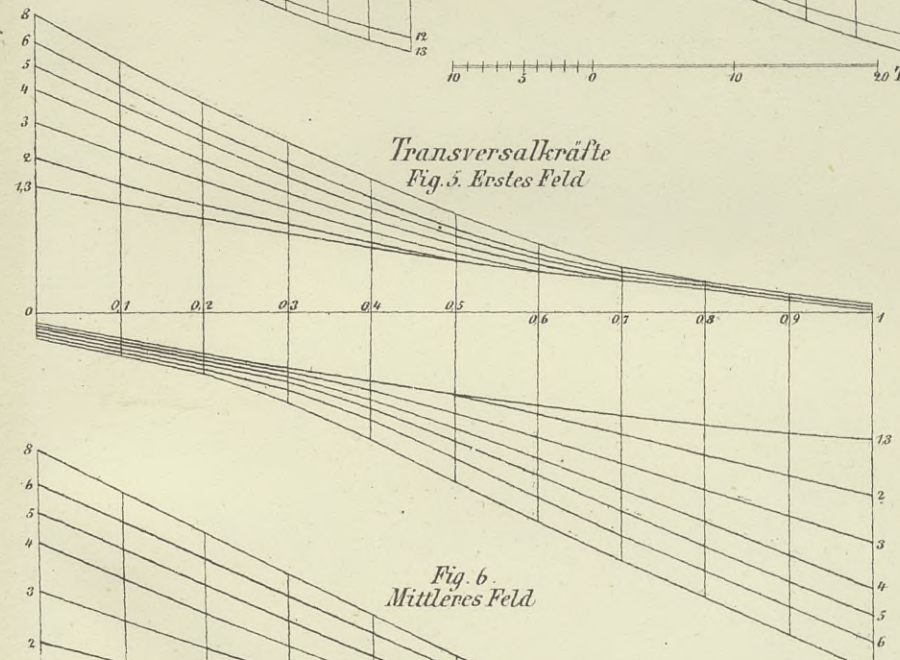
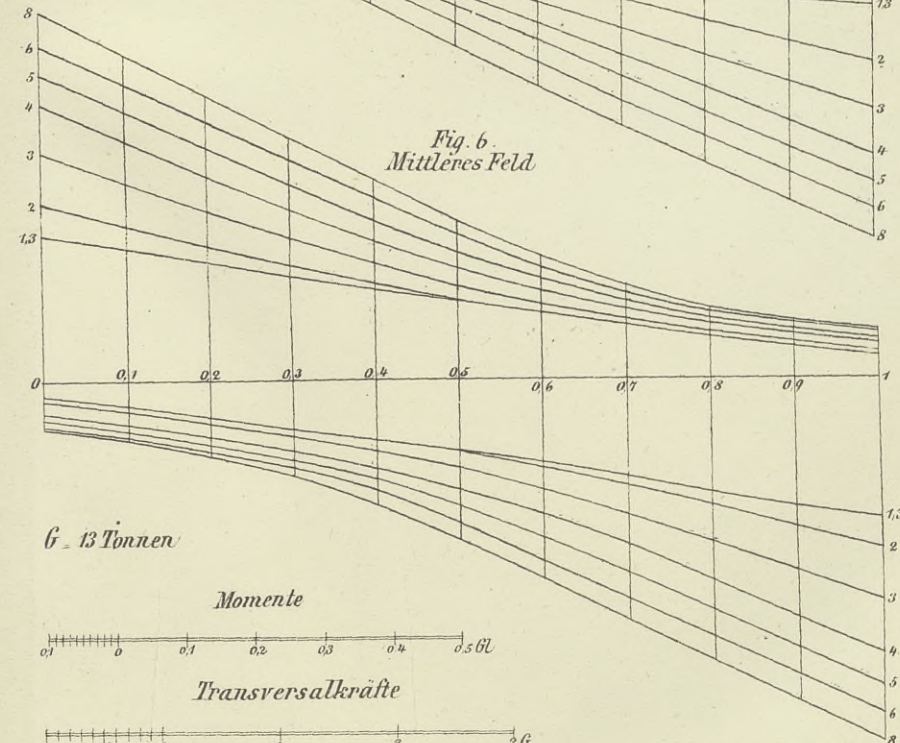


Fig. 6.
Mittleres Feld



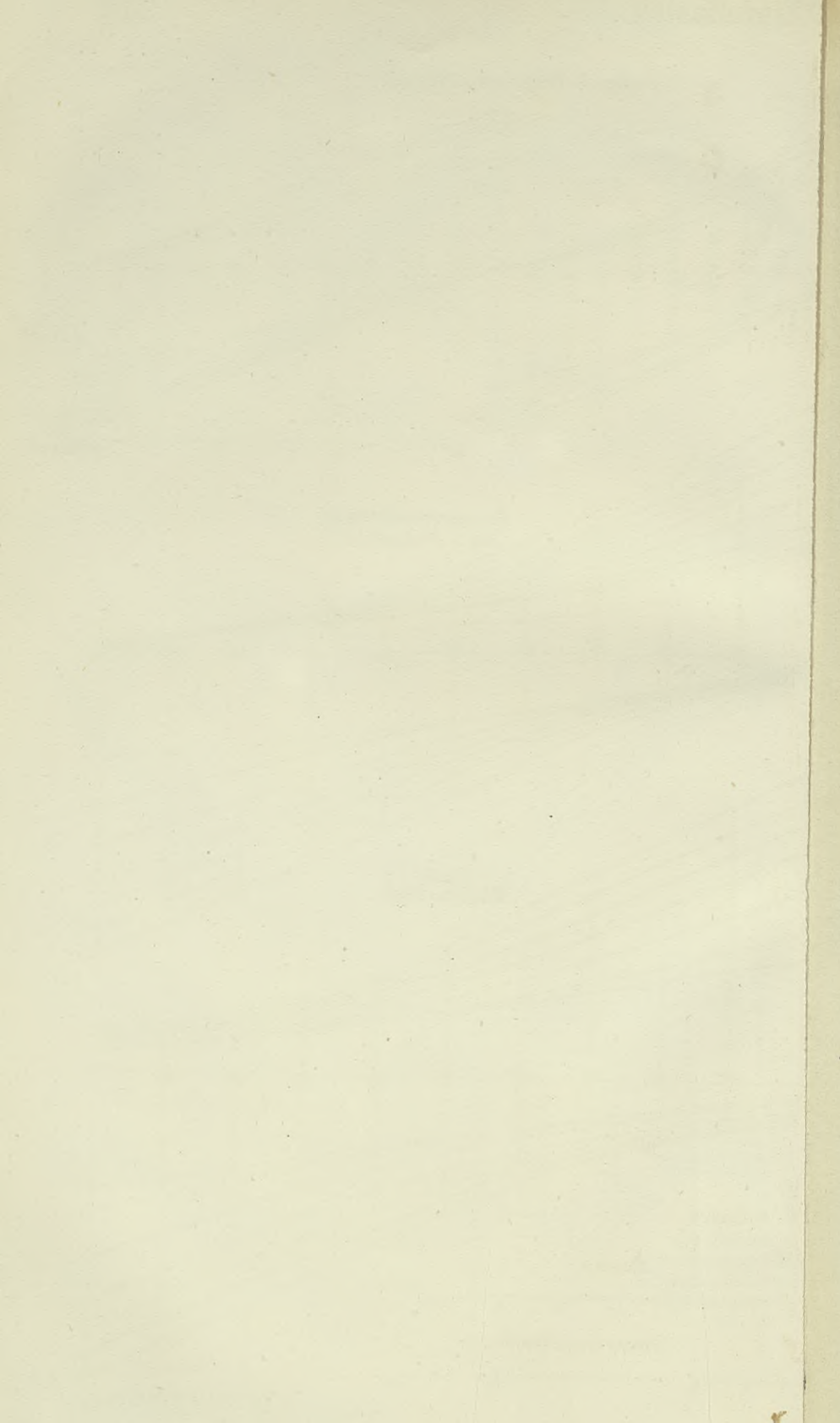
G = 13 Tonnen

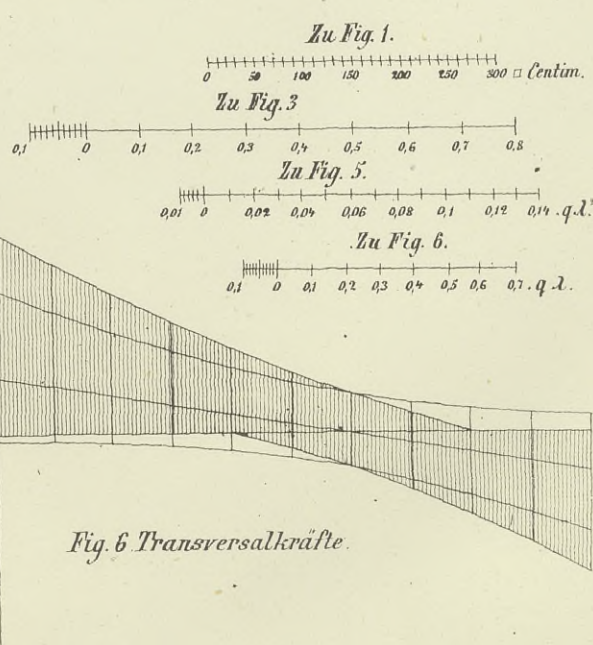
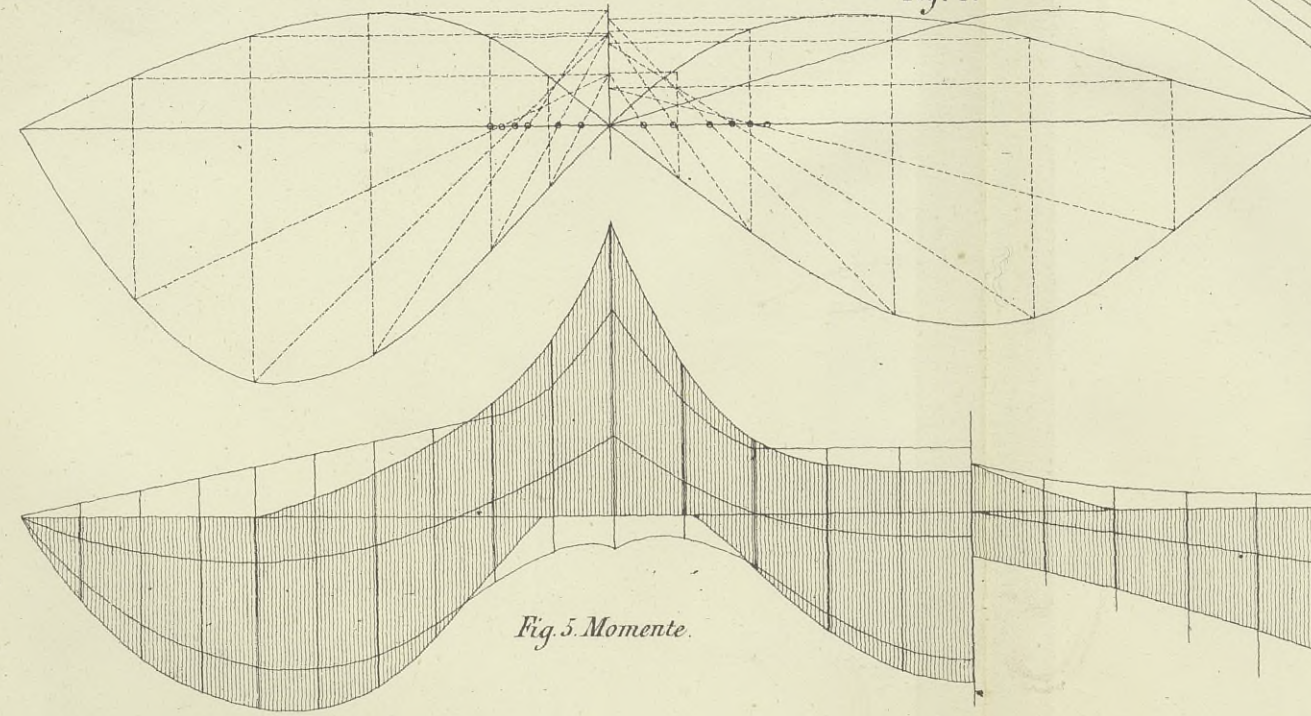
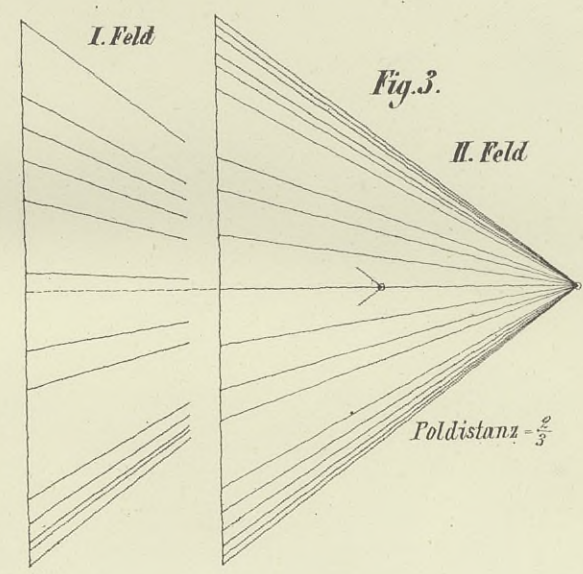
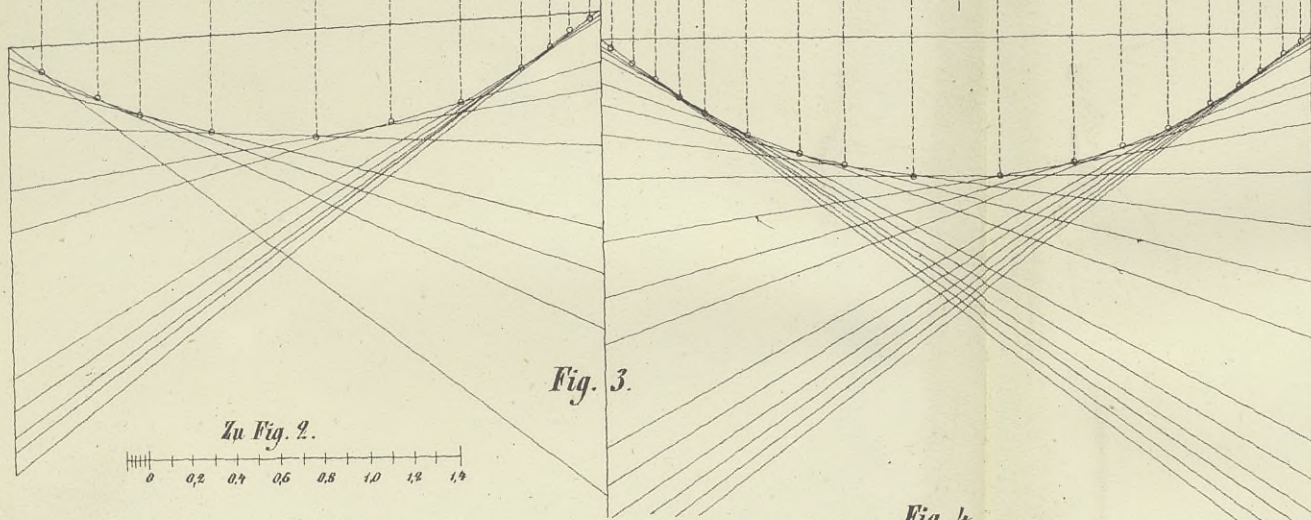
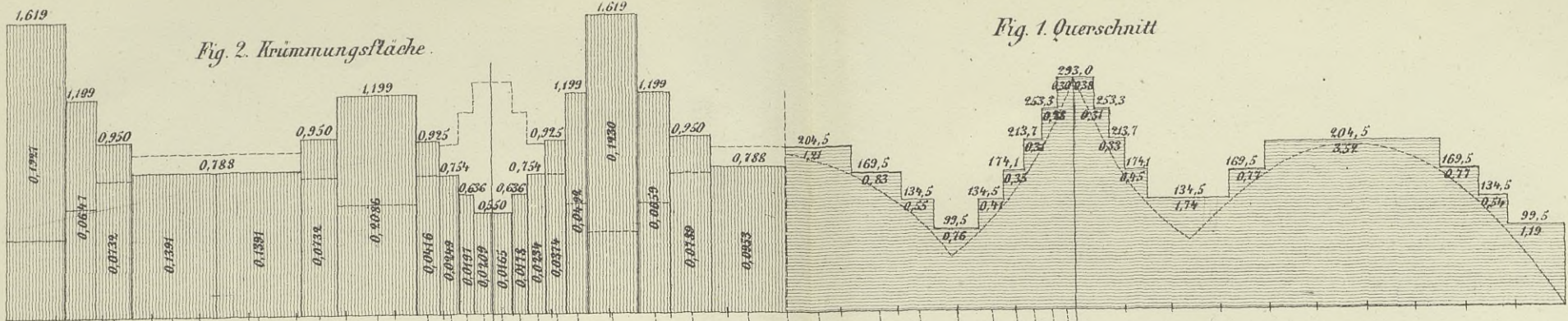
Momente

0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6

Transversalkräfte

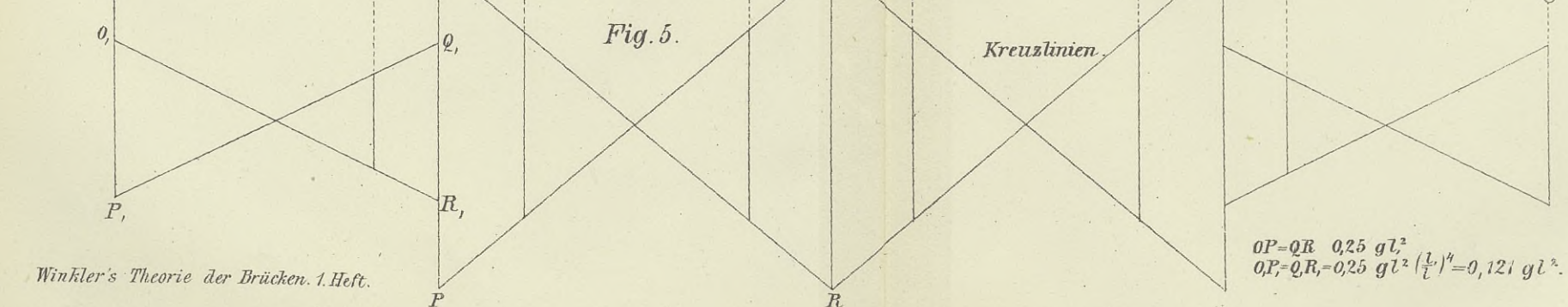
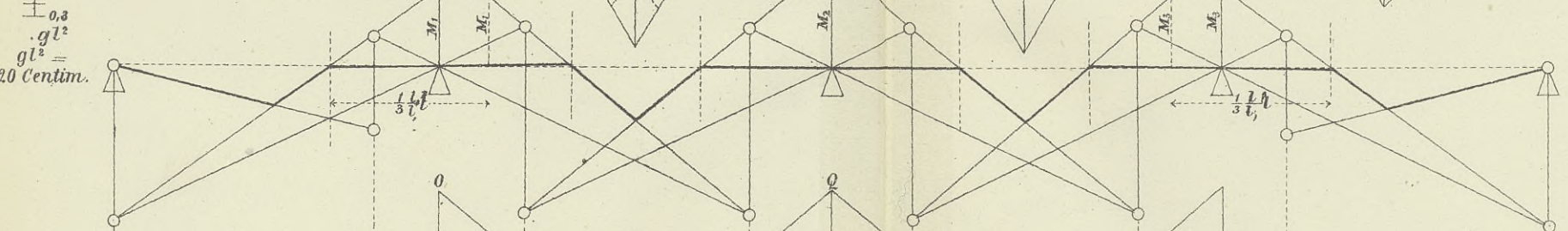
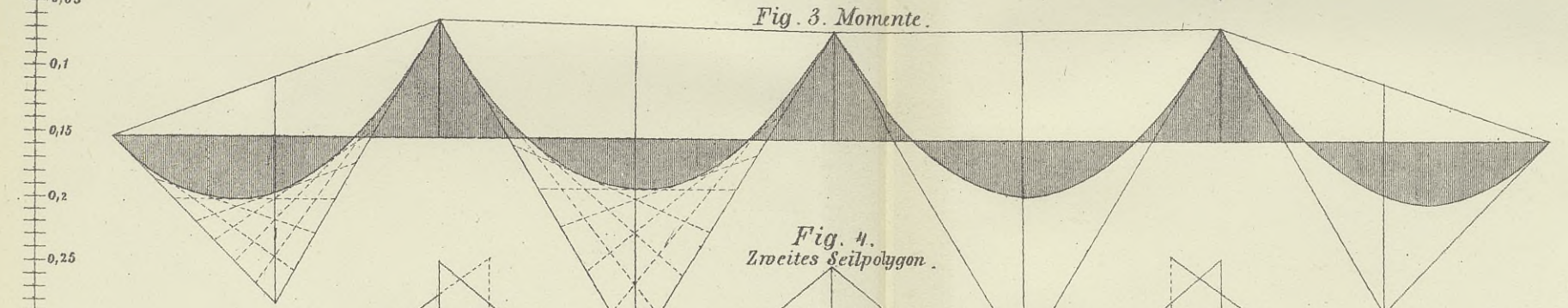
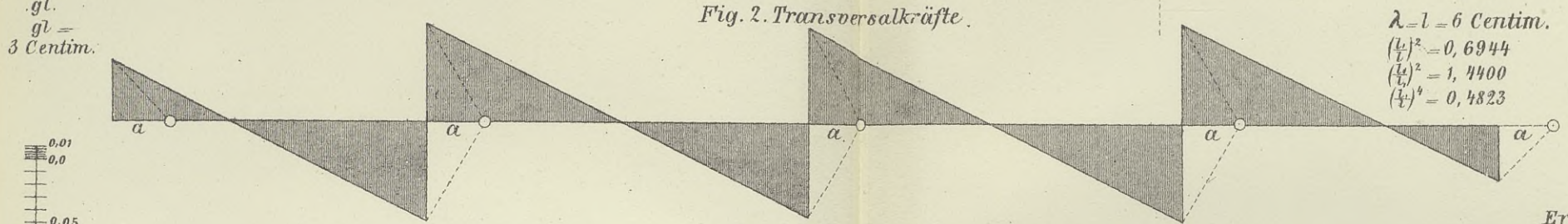
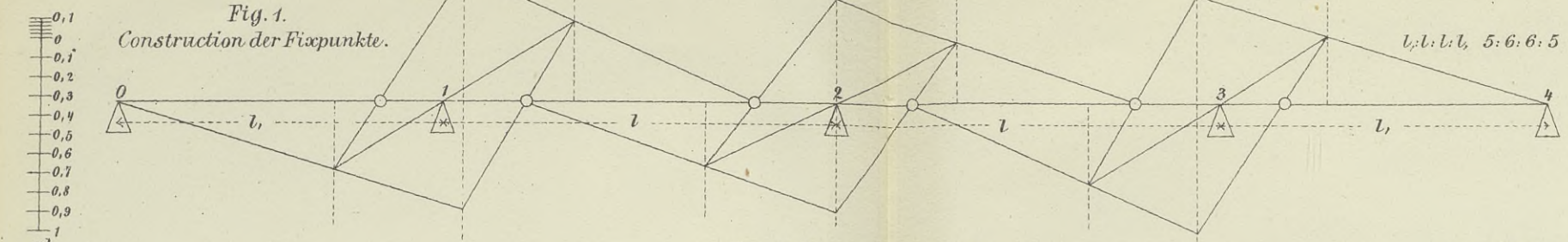
1 0,5 0 1 2 3 6

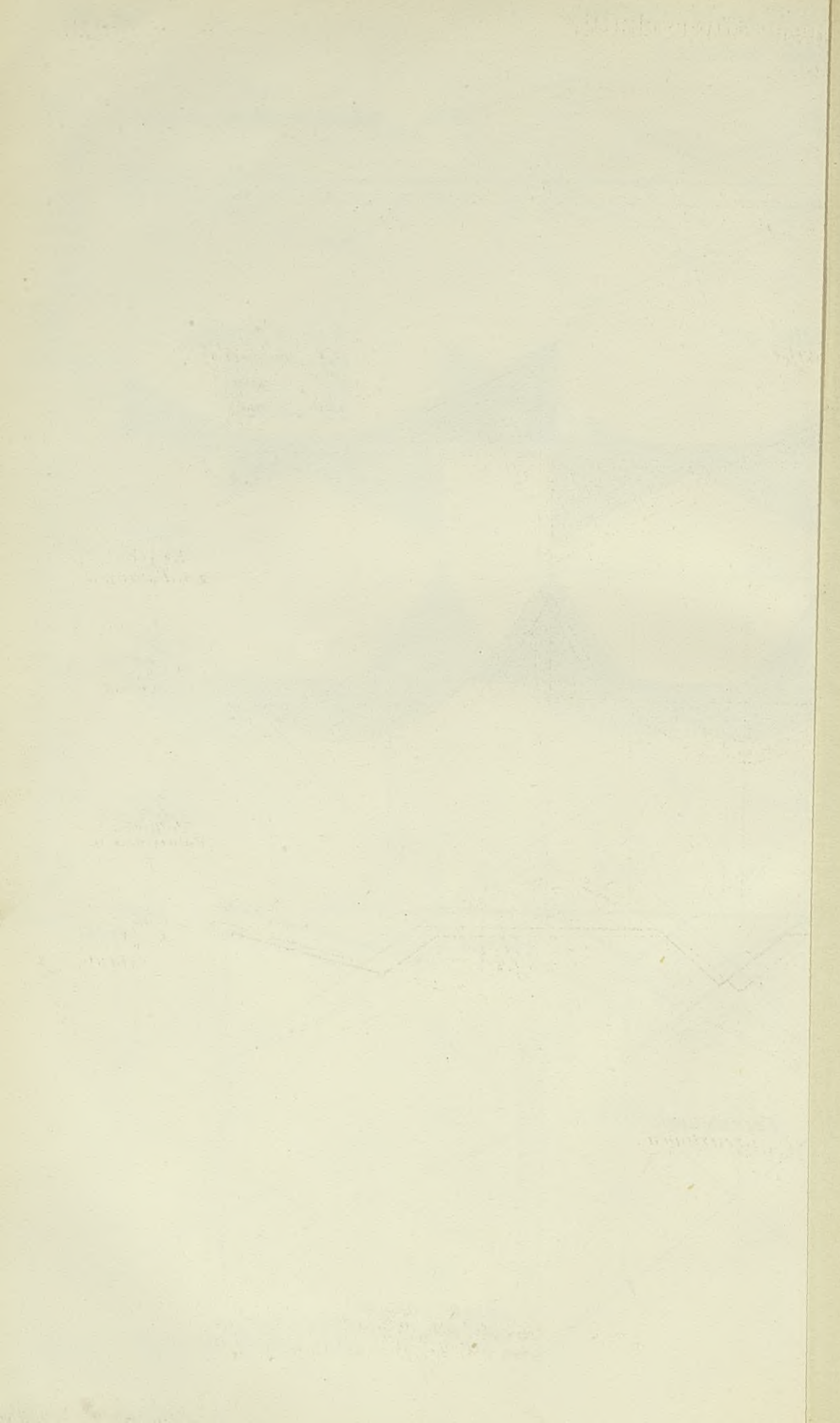




Continuirlicher Träger mit constantem Querschnitte.

A. Einfluss des Eigengewichtes.

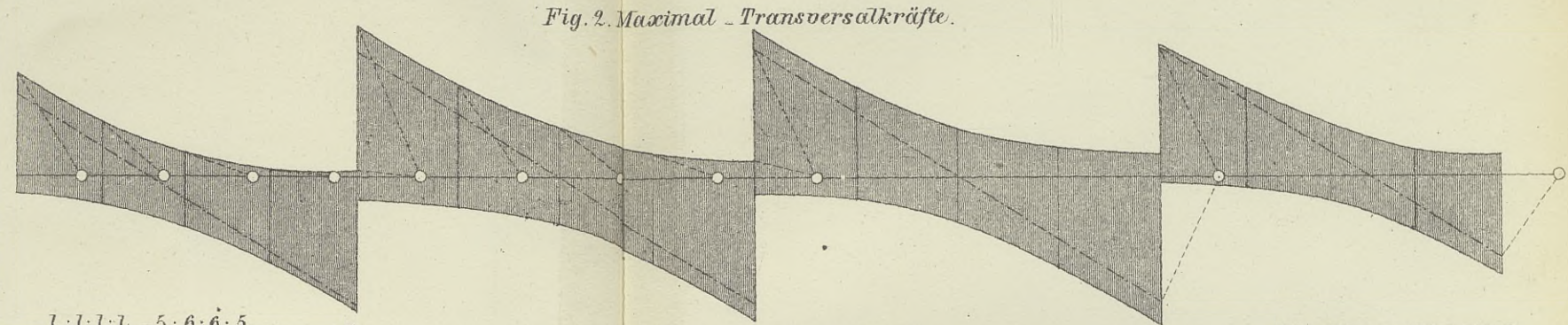
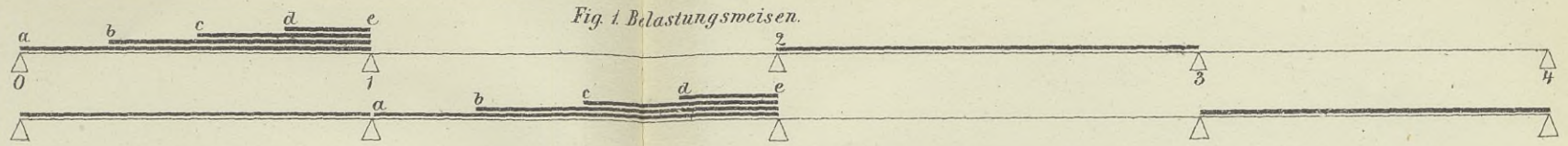




Continuirlicher Träger mit constantem Querschnitte.

B. Transversalkräfte in Folge der zufälligen Last.

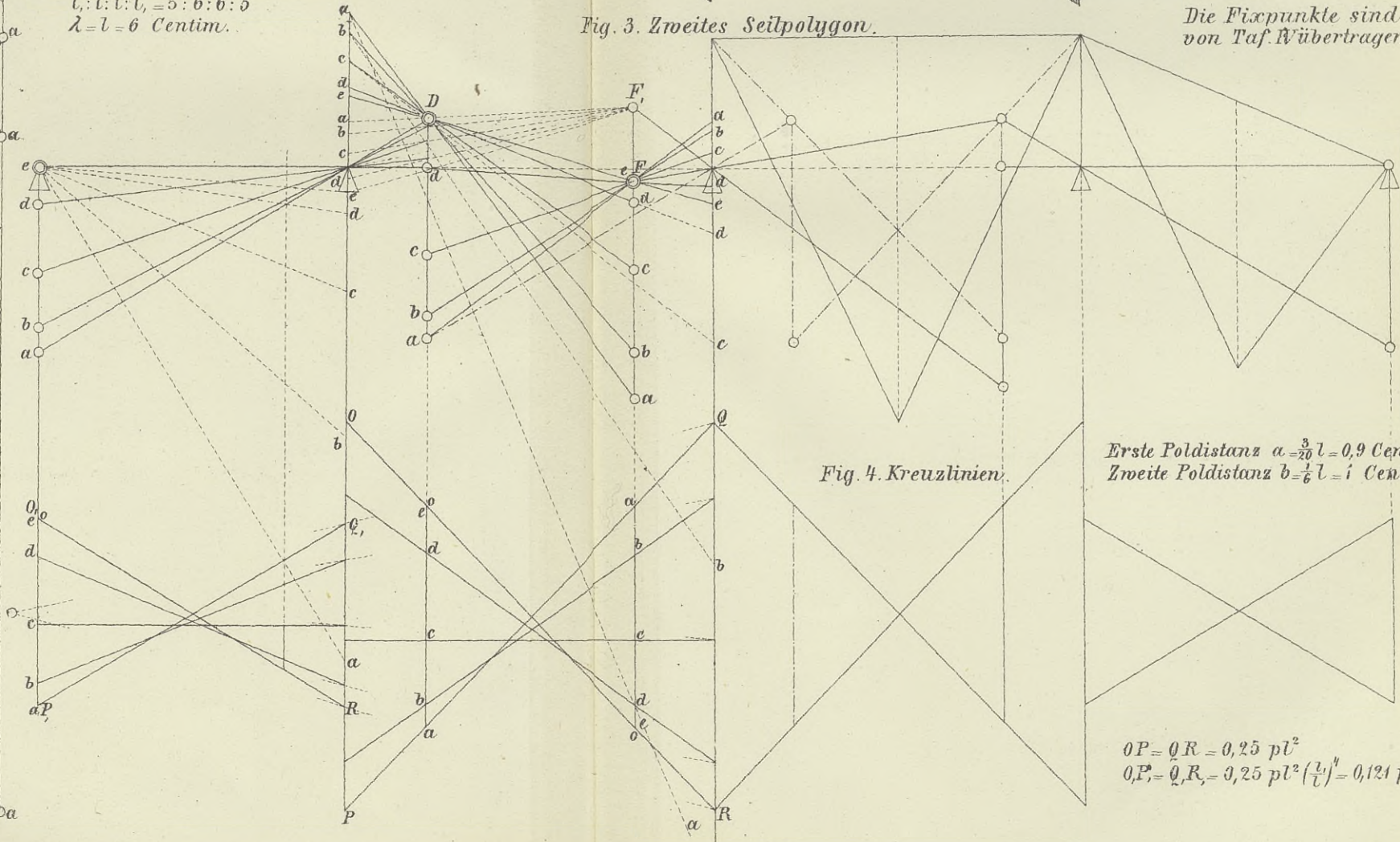
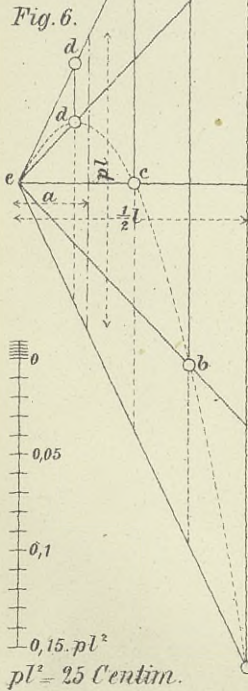
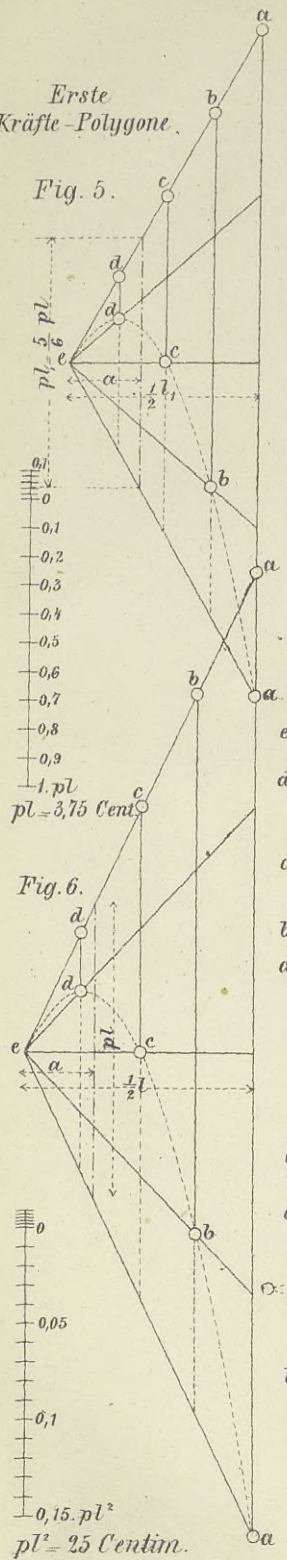
Taf. V.



$l_1 : l_2 : l_3 : l_4 = 5 : 6 : 6 : 5$
 $\lambda = l = 6 \text{ Centim.}$

Fig. 3. Zweites Seilpolygon.

Die Fixpunkte sind von Taf. IV übertragen.



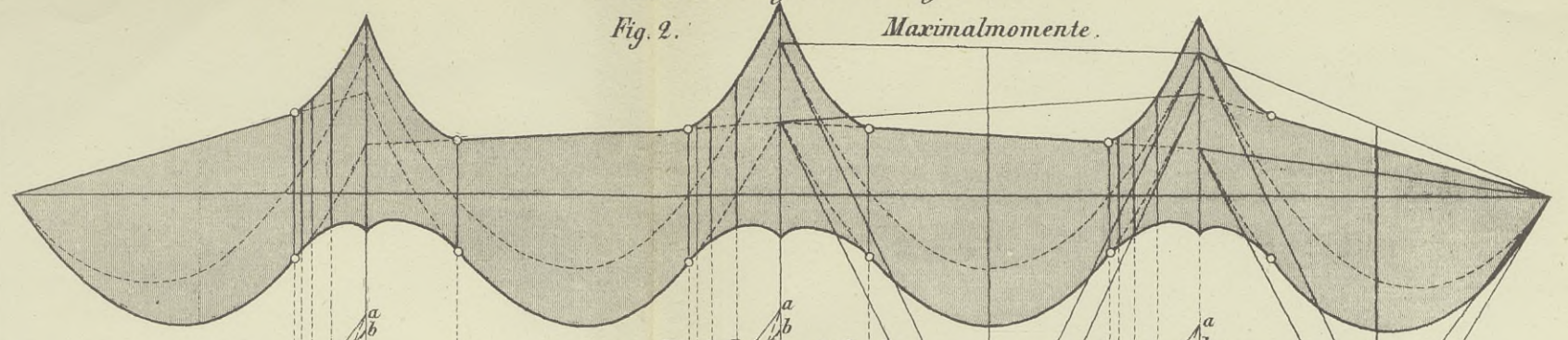
Erste Poldistanz $a = \frac{3}{20} l = 0,9 \text{ Centim.}$
 Zweite Poldistanz $b = \frac{1}{6} l = 1 \text{ Centim.}$

$OP = QR = 0,25 pl^2$
 $OP' = QR' = 0,25 pl^2 \left(\frac{l}{l}\right)^2 = 0,121 pl^2$

C. Momente in Folge der zufälligen Last.

Fig. 2.

Maximalmomente.



Erste Kräfte Polygon Fig. 5.

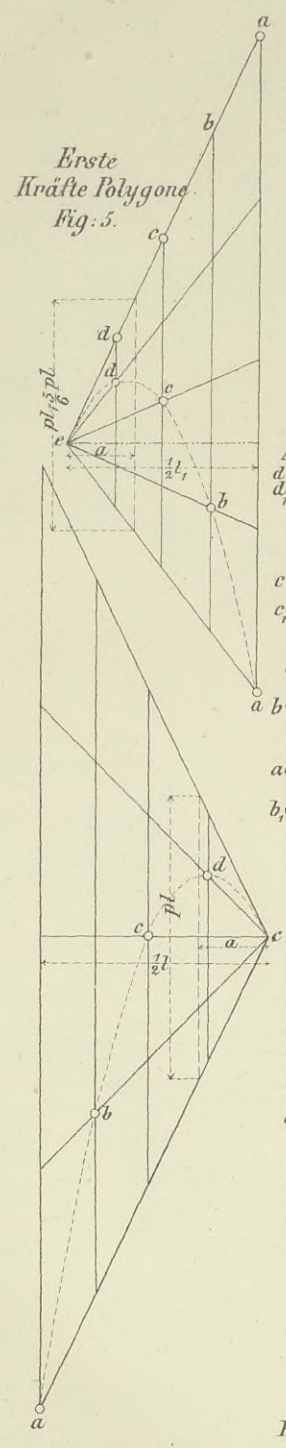


Fig. 3. Zweites Seilpolygon.

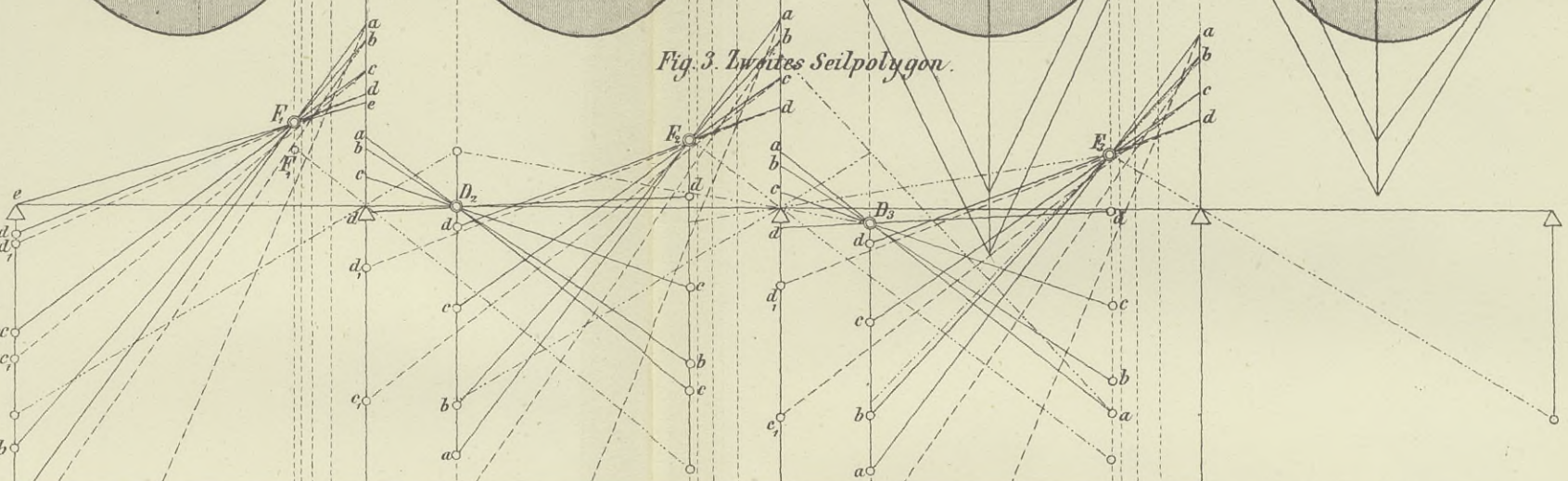


Fig. 7. Construction der gefährlichsten Belastung.

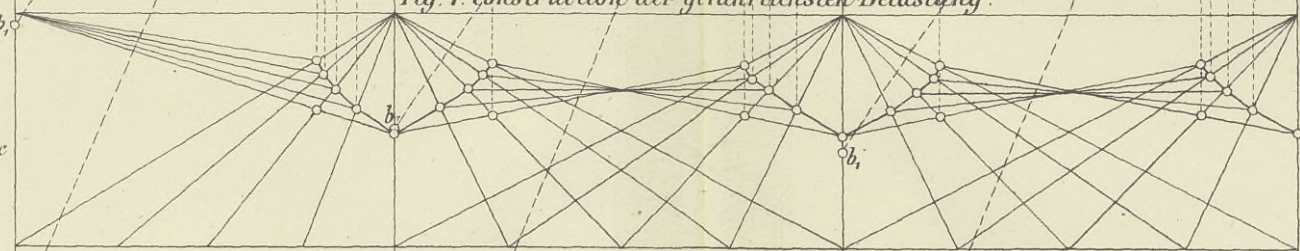


Fig. 1. Belastungsweisen.

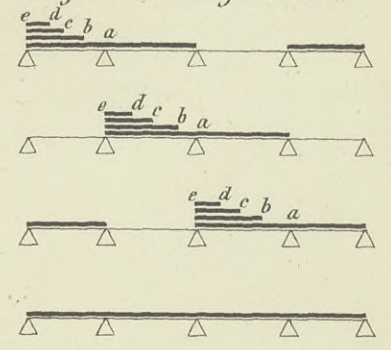
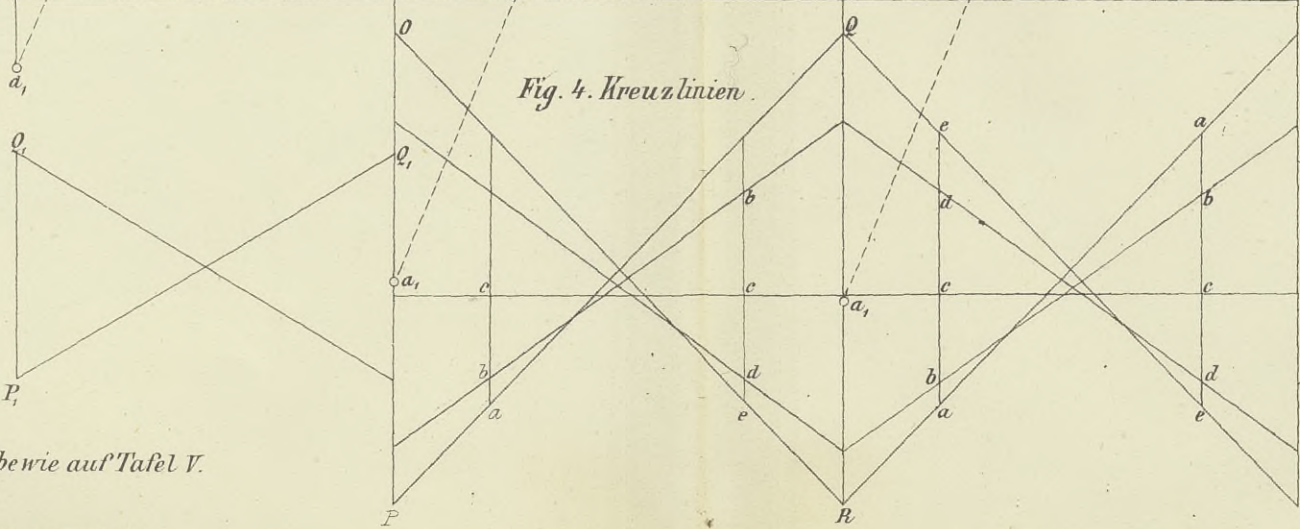


Fig. 4. Kreuzlinien.



Maßstäbewie auf Tafel V.



Fig. 7.
Erste
Kräfte-
Polygone.

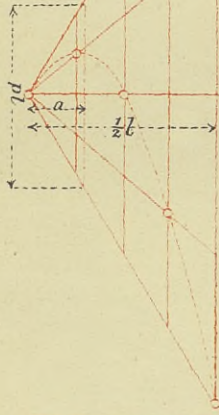


Fig. 5.
Zweites
Seilpolygon.

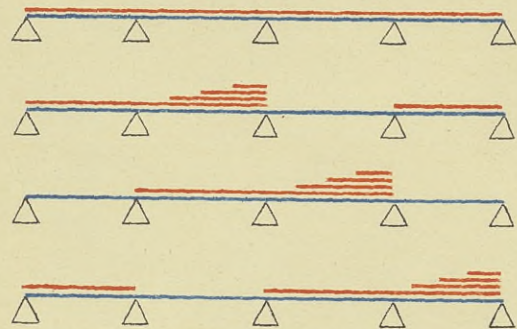


Fig. 1.
Belastungsschema.

Eigengewicht

Zufällige Last

Gesamnt Last

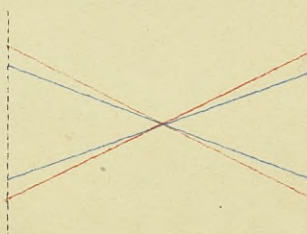
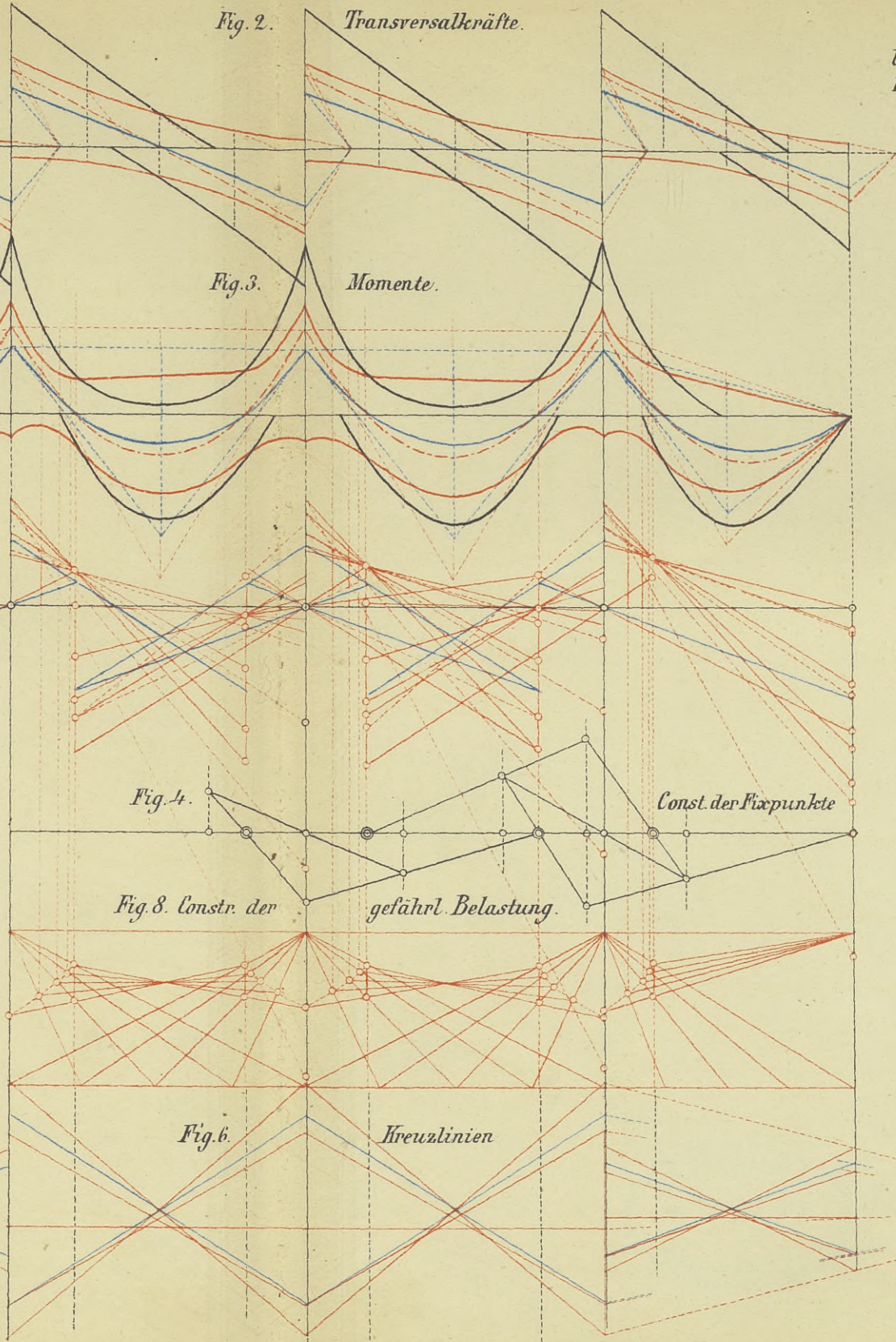
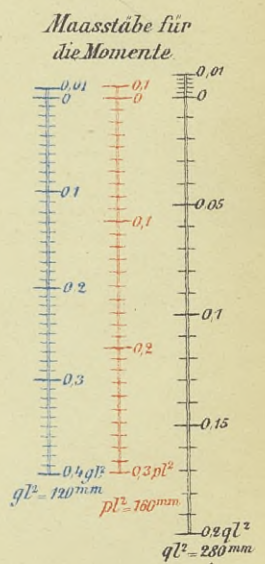
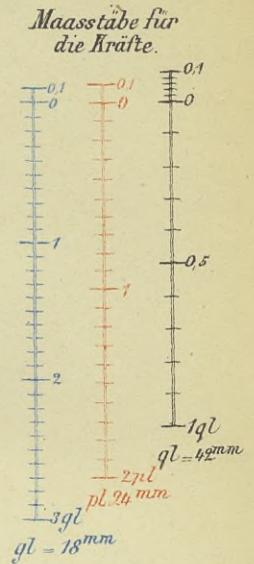


Fig. 2. Transversalkräfte.

Fig. 3. Momente.



$l_1:l_2:l_3:l_4 = 5:6:6:5$
Erste Poldistanz
 $a = \frac{4^2}{280} l = \frac{2}{20} l$



Zweite Poldistanz
 $b = \frac{1}{6} l$



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

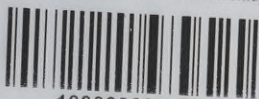


L. inw.

7809

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000299579