einheit fügen wir der vorstehenden Beschreibung noch hinzu:

1) das Eigengewicht einer Brückenöffnung beträgt für den eisernen

Ueberbau mit Geländer . . .	62467 Kgr
für Querschwellen und Bohlenbeleg	8730 „
für Eisenbahnschienen	2616 „
zusammen	73813 Kgr,

also pr. lauf. Meter der Stützweite 2394^k.

2) Als Verkehrslast wurde für die Tragwände eine gleichmässig vertheilte Belastung von 3725^k pr. lauf. Meter der Brücke, für die Bestimmung der Quer- und Schwellenträger wurde die ungünstigste Stellung einer Locomotive von 24^T Gesammtgewicht, wovon 18^T auf die Triebaxe und 6^T auf die beiden Laufaxen treffen, angenommen und der Axenabstand der Locomotive zu 1,4^m gerechnet.

3) Die zulässige Anspruchnahme des Eisens wurde im Mittel mit 530^k pr. □^{cm} bei den Gurtungen, mit 450^k pr. □^{cm} in den Füllungsgliedern, mit 400^k im Querträger und mit 525^k beim Schwellenträger in Ansatz genommen.

Blatt 34 und 35.

Bahnbrücke der Linie München-Ingolstadt.

Unter den vielen und zum Theil bedeutenden Eisenbahnbrücken aus Fachwerkträgern mit parallelen Gurten, welche in den letzten Jahren auf den bayerischen Staatsbahnen hergestellt wurden, fand zunächst eine auf der Strecke zwischen München und Ingolstadt befindliche Brücke in unseren Vorlegeblättern Aufnahme, obgleich sie durch ihre Stützweite weit hinter anderen zurücksteht. Gerade aber dadurch war es möglich, die Eisenconstruction in ziemlich vollständiger Weise bei mässigem Umfange darzustellen, und die hohe Vollendung zur deutlichen Anschauung zu bringen, welche das Eisenzimmerwerk durch die hervorragende Thätigkeit des Herrn Director Gerber erlangt hat.

Fast bei allen grösseren Brücken, welche vor den letzten 3 Jahren auf den bayerischen Bahnen hergestellt wurden, fand das Zugbandsystem Verwendung. Discontinuirliche Tragwände, je zwei für ein Geleise, deren Spannungsnetz so angeordnet wurde, dass sich die Mittellinien der verticalen Pfosten und geneigten Zugbänder in dem Schwerpuncte des Gurtungsquerschnittes treffen, deren Material symmetrisch zu einer der Brückenaxe parallelen Verticalebene vertheilt ist, und deren Querschnitte der Grösse und Form nach den stattfindenden Angriffen entsprechend gewählt wurden, fanden bei Brücken bis zu beiläufig 100^m Stützweite allgemeine Aufnahme. Die Querträger sind an den verticalen Pfosten unmittelbar unter der oberen oder über der unteren Gurtung, oder zwischen beiden befestigt; an den Querträgern sind bei mässiger Weite der Felder die Schwellenträger angebracht, auf denen die Querschwellen aufliegen; bei grosser Fachweite wurden wohl auch Längsträger und Querträger zweiter Ordnung verwendet, von denen letztere mittelst Langschwellen die Schienen aufnehmen. Der Auswahl des Materiales und der Anordnung der Gurtungsquerschnitte in einer Form, welche die Ableitung der atmosphärischen Niederschläge möglichst begünstigt, ist besondere Sorgfalt zugewendet.

Das einfache Zugbandsystem, bei welchem, wie in den vorliegenden Blättern, das von dem oberen Knotenpuncte eines Faches ausgehende und bis zum unteren Knotenpuncte des der Trägermitte näher liegenden Faches reichende Zugband einen Pfosten nicht kreuzt, wurde dann gewählt, wenn in den meist quadratischen Feldern, deren Höhe $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ der Stützweite beträgt, die der gedrückten Gurtung durch die Knotenpuncte gebotenen Stützpuncte nicht zu grosse Entfernungen erhielten, und wenn die Pfosten und Zugbänder, die Quer- und Längsträger nicht zu bedeutende Querschnitte erforderten. Dieses einfache System bietet unter sonst gleichen Verhältnissen weit grössere Sicherheit dafür, dass die Angriffe nach der berechneten Kräftezerlegung einwirken, als das doppelte System, bei welchem an dem Endpfosten zwei verschieden geneigte Zugbänder befestigt werden. Im Uebrigen charakterisirt sich dieses doppelte System dadurch, dass jedes Zugband, mit Ausnahme des einen der zwischen den beiden ersten Verticalständern gelegenen, einen Pfosten zwischen den Knotenpuncten kreuzt.

Beiderseits von der Mitte sind in den genannten Systemen wegen der einseitigen Belastungen in einem oder mehreren Feldern Gegendiagonalen angebracht, damit die einzelnen Ausfüllungstheile stets nur auf Druck oder nur auf Zug in Anspruch genommen werden. —

Die im Blatte 34 und 35 dargestellte Construction des eisernen Ueberbaues mit einfachem Zugbandsystem hat eine Stützweite von 18,4^m und eine lichte Weite zwischen den hier nicht weiter angegebenen Auflagern von 17,5^m. Die beiden für ein Geleise angeordneten Tragwände stehen von Mitte zu Mitte 30,5^{dm} von einander ab. Die Weite jedes der acht Fächer beträgt 23^{dm}, die geometrische Höhe — der Abstand der Gurtungsschwerpuncte — gleichfalls 23^{dm}.

Die Querträger liegen so tief, als es nach dem Profil des für die Bahnzüge nöthigen freien Raumes möglich ist; dieselben tragen die Schwellenträger; auf den Querschwellen liegen aber erst noch hölzerne Langschwellen zur Aufnahme der Schienen.

Bei jeder Tragwand sind die obere und untere Gurtung, die Pfosten und Diagonalen in nachstehender Weise gebildet. Die obere Gurtung besteht aus zwei verticalen, 12^{mm} dicken, 260^{mm} hohen, und 150^{mm} von einander abstehenden Stehblechen (a, a), auf deren Aussenseiten je ein Winkeleisen 80 : 10 (b) aufgenietet ist. Die so gebildeten Gurtungstheile sind durch eine Gurtplatte (c) von 340^{mm} Breite, deren Stärke bis zum Knotenpunct III 10^{mm} und von da ab 16^{mm} beträgt, zusammengehalten. Die Stehbleche, aus $9{,}4^{m}$ langen Stücken zusammengesetzt, sind einmal in der Mitte der Tragwand unter Verwendung von 12^{mm} starken, 800^{mm} langen und 260^{mm} hohen Stossplatten, die Winkeleisen, in einer Einzellänge von $9{,}58^{m}$ und $9{,}22^{m}$ verwendet, sind seitlich vom Knotenpuncte V (der Mitte) gestossen, so dass für den verticalen Winkeleisenschenkel durch die bereits erwähnte Platte, für den horizontalen Schenkel durch die aufgelegte Platte d ein Ersatz geboten wird.

Die Gurtplatten sind zweimal an den Stellen, an welchen sie ihre Stärke ändern, gestossen, nämlich von den beiden Enden um $4{,}570^{m}$ entfernt, so dass das mittlere Gurtungsblech $9{,}66^{m}$ lang ist. Die Stösse sind durch Bleche (d) überdeckt.

Durch Figur 1, welche die obere Gurtung von unten gesehen darstellt, indem man sich eine horizontale Schnittebene ungefähr in der halben Tragwandhöhe gelegt dachte und den oberen Theil auf eine horizontale Ebene projicirte, durch Figur 2, welche die Ansicht dieser Gurtung enthält und durch Figur 5, welche den Querschnitt derselben am Anfange bei Punct I und vor der Mitte nächst Punct V gibt, ist dieselbe vollständig bestimmt.

Die untere Gurtung besteht von Punct 2 bis 2′ (vom linkseitigen Auflager an gerechnet) aus einer und bezw. zwei Gurtungsplatten (m) mit Dimensionen von $\frac{340}{22}$ und $\frac{340^{mm}}{21}$; erstere, auf die ganze Länge weggreifend, ist aus drei Theilen von $3{,}1^{m}$, $8{,}7^{m}$ und $3{,}1^{m}$ Länge zusammengesetzt, an deren Aneinanderfügung Stossplatten (n) von 10 und 16^{mm} Stärke unten und oben aufgelegt sind; letztere reicht bei einer Länge von 10^{m} ohne Stoss von Punct 3 bis 3′.

Zwischen Punct 1 und 2 sind, um die verticale Stellung des Endständers zu sichern, Winkeleisen (g), die unter sich durch einen doppelt gebogenen Blechstreifen h verbunden werden, einerseits an der unteren Gurtung, andererseits an einer Fussplatte des Pfostens befestigt. Durch Fig. 2, 3 und 5 ist diese Gurtung genau dargestellt.

Die Pfosten I bis V (Fig. 5 und 6 bis 13) sind gebildet durch vier unter sich verbundene Winkeleisen von verschiedener Grösse; die Vereinigung derselben zu einem Ständer wird theils durch die Befestigungsbleche der Querträger, theils durch Beilagen (y) bewirkt; nur die Endpfosten sind im Ganzen von dem Querträger abwärts mit einem zum Ständer zu rechnenden Bleche ausgefüllt.

Die Zugbänder (p, p′), und zwar Haupt- und Gegendiagonalen, sind in jeder Tragwand doppelt angeordnet; dieselben sind Flacheisen von verschiedener Breite und Dicke, welche je nach den erforderlichen Querschnitten gewählt wurden.

Die Befestigung der Pfosten und Diagonalen an den oberen Knotenpuncten II bis II′ ergibt sich vollständig aus Fig. 1, 2 und 5; die Abstände der Innenseiten der zu den Pfosten mit einander verbundenen Winkeleisen sind zu 174^{mm}, nämlich ebenso gross genommen als der Abstand der Aussenflächen der Stehbleche der Gurtung; über die Winkeleisen der Gurtung sind die Pfostenwinkeleisen gekröpft; die eine Seite der Zugbänder liegt an den glatten Innenflächen der Stehbleche, nur in der Mitte liegt zwischen dem Zugbande und dem Stehbleche ein Stossblech.

An dem Knotenpuncte I ist, um das Zugband hinreichend befestigen zu können, ohne ein breiteres Stehblech verwenden zu müssen, auf der Aussenseite des letzteren zunächst eine Beilage e angebracht und, um ohne Kröpfungen das Zugband an dem unteren Theile dieser Beilage vernieten zu können, ist ein kleines Zwischenblech f eingefügt; wegen dieser Beilagen sind nunmehr die Pfostenwinkeleisen nicht über die Gurtungswinkeleisen, sondern am unteren Ende der Beilage gekröpft.

Zur Befestigung der Pfosten und Diagonalen mit der unteren Gurtung dienen Winkeleisen (l), deren einer Schenkel mit der Gurtung, deren anderer mit der Beilage (k) verbunden ist, und wo die Winkeleisen allein nicht genügen, sind ausserdem noch ⊏ Eisen auf die Gurten und mit den Enden der Füllungsglieder vernietet (Fig. 5, bei Punct 2).

Einer besonderen Erwähnung bedarf noch die Zusammensetzung des Fusses des Endpfostens. Nach Fig. 2, 3 und 11 bis 13 besteht derselbe zunächst aus einer 320^{mm} breiten und 15^{mm} starken horizontalen Platte. Um mit letzterer das Mittelblech (y) des Pfostens verbinden zu können, sind mit derselben Winkeleisen (b′), welche zwischen ihren verticalen Schenkeln das Blech fassen, vernietet. Durch abgekröpfte Blechbeilagen (c′) von 140^{mm} Breite ist die Anbringung einer zweiten horizontalen Nietreihe ermöglicht. Damit ferner die Winkeleisen des Endpfostens mit der Auflagerplatte in feste Verbindung gebracht werden können, sind die Beilagen i angebracht, die ihrerseits durch Winkeleisen e′ mit ihr verbunden werden. Zwischenbleche (d′) dienen dazu, eine Verkröpfung des horizontalen Schenkels des Winkeleisens e′ zu vermeiden.

Unter der Fussplatte befindet sich eine Stützplatte E, durch welche der Pfosten in seiner Mitte aufgelagert wird.

Die Anordnung der Quer- und Längsträger und der Horizontalverspannung (v), welch' letztere in Fig. 2 nicht, in den Figuren 5 bis 11 aber mit voller Deutlichkeit angegeben ist, bedarf keiner weiteren Erläuterung.

Die Querstreben x unter dem Endquerträger sind durch die Diagonalstreben x′, welche wie erstere aus doppelten Winkeleisen bestehen, in ihrer Wirkungsweise unterstützt.

Unter den übrigen Querträgern befinden sich ohne weitere diagonale Verstrebung die Querverbindungen w und u.

An dem einen Ende ruht die Brücke mittelst eines beweglichen Auflagers (B), an dem andern mittelst eines festen (A) auf den Steinquadern der Widerlager auf. Beide Auflager haben einen oben cylindrisch abgegrenzten Stützkeil D, der aus Gussstahl besteht und mit der Stützplatte E und dem Gusssattel durch zwei punctirt angegebene Stahlstifte verbunden ist. Der bewegliche Gusssattel liegt auf drei gusseisernen Rollen, welche durch einen Rahmen aus Winkeleisen in gleichem Abstande erhalten werden; als Unterlage der Rollen dient die Gussplatte C, welche durch angegossene Stollen und Mauerbolzen auf den Hausteinen befestigt ist. In gleicher Weise ist das feste Auflager mit den Steinen verbunden. —

Aus der Gewichtsberechnung für eine Oeffnung der Brücke heben wir folgende Zusammenstellung hervor:

Benennung der Constructionstheile.	Eisen.	Stahl.	Blei.	Guss-eisen.
	Kilogramme.			
I. Hauptträger.				
a. Untere Gurtungen	4095	—	—	—
b. Obere Gurtungen	4441	—	—	—
c. Endpfosten	1174	—	—	—
d. Zwischenpfosten	1776	—	—	—
e. Diagonalen	4275	—	—	—
f. Auflager	198	126	28	724
Sa. I.	15959	126	28	724
somit pr. l. Meter	867	6,8	1,6	39
II. Querverspannung.				
Verticale Querverspannung . .	742	—	—	—
III. Querträger	3843	—	—	—
IV. Plattform.				
a. Schienenträger	2930	—	—	—
b. Fahrbahnbefestigung . . .	37	—	—	648
c. Horizontalverspannung . .	1094	—	—	—
Sa. IV.	4061	—	—	648
Sa.	24605	126	28	1372

Anschliessend an die vorstehende Beschreibung der Construction der auf Blatt 34 und 35 dargestellten Brücke lassen wir nunmehr die Berechnung der wesentlicheren Theile derselben folgen.

Die Berechnung der Tragwände ist mit einer, durch zwei vor einander gestellte Tenderlocomotiven von je 60^T Gewicht gebildeten Verkehrslast, bei deren Vorrücken über die Brücke für jeden Constructionstheil der stärkste Angriff ermittelt wurde, durchgeführt. Hiebei ergaben sich die links von der Mitte im Spannungsnetze (Fig. 4) eingetragenen Spannungen in Tonnen, während rechts von der Mitte die durch das Eigengewicht, welches auf die halbe Stützweite einer Tragwand $6{,}4^T$ beträgt, hervorgerufenen Spannungen angegeben sind.

Für die Haupttragwände ist nunmehr der Querschnitt der Zugflächen unter der Annahme berechnet, dass die 1,2-fache Eigenlast + der 2,9-fachen Verkehrslast eine Spannung von 1200^k pr. $□^{cm}$ (120^T pr. $□^{dm}$) bewirken solle (s. Seite 73).

Die gedrückten Stäbe, deren Querschnitt so angeordnet wird, dass die Trägheitsmomente derselben, bezogen auf zwei Hauptaxen, auf eine horizontale und auf eine verticale durch den Gurtungsschwerpunct gelegte Axe und auf zwei zu einander senkrecht stehende horizontale, durch den Schwerpunct des Pfostenquerschnitts gelegte Axen, gleich gross ausfallen, werden unter Zugrundelegung der auf Seite 11 erwähnten Formel zur Bestimmung der Querschnittsflächen von auf Knickungsfestigkeit beanspruchten Stäben verstärkt.

Querträger und Längsträger werden in der Art berechnet, dass durch die 1,2-fache Eigenlast und die 3,5-fache Verkehrslast eine Anstrengung von 1200^k pr. $□^{cm}$ in den Constructionstheilen derselben hervorgerufen wird. —

Wenn man, wie dies geschehen soll, die ungünstigsten Einwirkungen der einzelnen concentrirten Kräfte bei Bestimmung der Trägerquerschnitte in Betracht zieht, also statt derselben nicht vertheilte, denselben statischen Effect bewirkende Lasten in Ansatz nimmt, so wird im Allgemeinen die Aufeinanderfolge der zu berechnenden Theile zweckmässig so gewählt werden, dass die durch die bewegten Lasten zunächst beanspruchten Constructionstheile zuerst und sodann, der Uebertragung der Angriffe entsprechend, die übrigen Bestandtheile berechnet werden.

Hienach sind aber für den vorliegenden Fall vor Allem die Querträger und Schwellenträger, sodann die Haupttragwände und schliesslich die Auflager in Betracht zu ziehen, da wir wegen der Bestimmung der Querschnitte der eichenen Langschwellen etc. auf frühere Angaben verweisen können.

Die Ausmaasse für die Bedielung, die Querschwellen und Langschwellen setzen wir so ein, wie sie Herr Gerber nach seinen uns mitgetheilten Resultaten der Berechnung erhalten hat

1) Querträger.

a) Die ständige Belastung eines Querträgers setzt sich bei einer Fachweite von 23^{dm} und einer geometrischen Höhe der Tragwand von 23^{dm} (Fig. 4) zusammen:

aus dem Gewicht einer eichenen Querschwelle von 28^{dm} Länge, deren quadratischer Querschnitt eine Seite von $2{,}3^{dm}$ hat; da 1 Kb^{dm} Eichenholz im Mittel $0{,}9^k$ wiegt, so hat man hiefür 28 . 2,3 . 2,3 . 0,9 . . . . $133{,}3^k$;

aus dem Gewichte zweier Langschwellen von Eichenholz, deren Breite je $3{,}5^{dm}$ und Höhe $2{,}3^{dm}$ beträgt, und deren Länge, weil zu beiden Seiten des Querträgers je die Hälfte der Schwellenlänge zwischen zwei Unterstützungen zu rechnen ist, mit 23^{dm} in Ansatz kommt; nämlich 2 . 3,5 . 2,3 . 23 . 0,9 . . . $333{,}3^k$;

aus dem Gewichte des eichenen Dielenbelegs, welches bei einer Breite von 16^{dm}, einer Dicke von $0{,}6^{dm}$ und einer anzusetzenden Länge von 23^{dm} sich findet zu $16 \,.\, 0{,}6 \,.\, 23 \,.\, 0{,}9$ . . . $198{,}7^{k}$;

aus dem Gewichte der Schienen, die pr. dm $3{,}7^{k}$ wiegen, also $2 \,.\, 3{,}7 \,.\, 23$ . . . . $170{,}2^{k}$;

aus dem Gewichte zweier Schienenträger von je 23^{dm} Länge, das nach der oben bereits mitgetheilten Gewichtsberechnung für alle Schwellenträger 2930, somit also für ein Fach $\frac{2930}{8}$ Kgr beträgt, oder wie hier angenommen werden soll . . . . $375{,}0^{k}$;

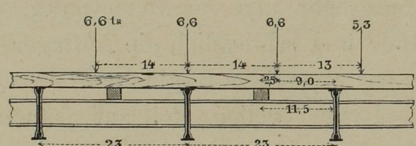
aus dem auf ein Fach treffenden Theil des Gewichtes der Fahrbahnbefestigung, das sich auf 685^{k} im Ganzen beläuft, somit also auf $\frac{685}{8}$, oder wie approximativ angesetzt wird $75{,}0^{k}$;

und aus dem Gewichte eines Querträgers von 28^{dm} Länge, die zusammen 3843^{k} wiegen; also für einen derselben $\frac{3843}{9}$ Kgr, oder wie vorläufig angesetzt wurde . . . . $400{,}0^{k}$.

Summa: $1685{,}5^{k}$.

Dieses Eigengewicht nimmt man in den beiden Querträgerpfosten wirkend an, wesshalb auf einen derselben eine ständige Belastung von $842{,}75^{k}$ oder $\hat{P}_0 = 0{,}84^{T}$ trifft.

b) Die zufällige Belastung eines Querträgers erreicht bei nachbezeichneter Stellung einer Tenderloco-



motive (s. Schema Taf. A, Fig. 6) den grössten Werth, wobei eine Axe der Locomotive über dem Querträger selbst sich befindet. Nimmt man hiebei die Langschwelle auf jeder Unterstützung als unterbrochen an, so berechnet sich der Druck auf eine ganze Querschwelle zu $\frac{2 \,.\, 6{,}6 \,.\, 9^{T}}{11{,}5}$, und sodann die auf einen Querträgerpfosten direct und mittelbar durch die Schwellenträger übertragene Belastung zusammen als

$$\hat{P}_1 = 6{,}6 + 2 \,.\, \frac{6{,}6 \,.\, 9}{11{,}5} \,.\, \tfrac{1}{2} = 11{,}77^{T}.$$

Die Belastung, welche eine Anspruchnahme von 120^{T} pr. $\square^{dm}$ in den einzelnen Bestandtheilen des Querträgers hervorruft, findet sich nach den obigen Bestimmungen, wenn man das 1,2-fache Eigengewicht zu der 3,5-fachen zufälligen Belastung fügt, zu

$$\hat{P} = 1{,}2 \,.\, \hat{P}_0 + 3{,}5 \,.\, \hat{P}_1 = 1{,}2 \,.\, 0{,}84 + 3{,}5 \,.\, 11{,}77 = 42{,}2^{T}.$$

Bei der zur Mitte des Querträgers symmetrischen Lage der Querträgerpfosten ergibt sich der Auflagerdruck desselben am Hauptträgerpfosten gleichfalls zu $42{,}2^{T}$ und somit das Moment in der Mitte des Querträgers:

$$\mathfrak{M}' = 42{,}2 \,.\, 14 - 42{,}2 \,.\, 7{,}5 = 274{,}3^{dm.T}.$$

Der Gurtungsquerschnitt F daselbst, der übrigens bei diesen kleineren Trägern unverändert beibehalten wird, findet sich mit Hilfe der auf Seite 84 aufgestellten Gleichung

$$F = \frac{\mathfrak{M}'}{h \,.\, \acute{\alpha}_g},$$

und wenn $h = 7^{dm}$ gesetzt wird, zu

$$F = \frac{274{,}3}{7 \,.\, 120} = 0{,}32 \,\square^{dm}. \text{ —}$$

In der mehrfach genannten Gleichung

$$\mathfrak{M}' = \frac{\acute{\alpha}_g}{m} \,.\, \Theta \text{ ist nunmehr}$$

$$\frac{\Theta}{m} = \frac{\mathfrak{M}'}{\acute{\alpha}_g} = \frac{274{,}3}{120} = 2{,}28 \text{ dm}^3,$$

und hiemit wäre eine weitere Gleichung zur Bestimmung des Gurtungsquerschnittes gegeben. —

Die erforderliche Querschnittsfläche von $0{,}32 \,\square^{dm}$ wird erhalten, wenn man zur Bildung der Gurtung zwei Winkeleisen von 90^{mm} Schenkellänge und 12^{mm} Dicke verwendet; denn diese geben nach Abzug einer Nietöffnung von 23^{mm} Durchmesser eine effective Querschnittsfläche von $2 \,.\, (90 \,.\, 12 + 78 \,.\, 12 - 12 \,.\, 23) = 3480 \,\square^{mm}$ oder $0{,}348 \,\square^{dm}$.

Die horizontale Schwerpunctsaxe der Gurtung liegt $2{,}5^{cm}$ unter der oberen und beziehungsweise, da die untere Gurtung ebenso gebildet wird, über der unteren Begrenzung der Winkeleisen. Die ganze Höhe des Querträgers beträgt daher, wenn die geometrische Höhe zu 7^{dm} angenommen wird, $7{,}5^{dm}$ (Fig. 5).

Um die Spannungsintensität — die pr. Quadrateinheit herrschende Spannung — bei ruhender und einfacher zufälliger Belastung zu ermitteln, dienen die Gleichungen:

$$1)\ \mathfrak{M}_1 = \frac{\acute{\alpha}_p}{m} \,.\, \Theta;\quad 2)\ \mathfrak{M}_2 = \frac{\acute{\alpha}_k}{m} \,.\, \Theta;\quad 3)\ \mathfrak{M}' = \frac{\acute{\alpha}_g}{m} \,.\, \Theta,$$

worin $\mathfrak{M}_1$ das Moment der ständigen Belastung in der Querträgermitte,

$\acute{\alpha}_p$ die daselbst herrschende Spannung pr. $\square$ Einheit,

$\mathfrak{M}_2$ das Moment der einfachen zufälligen Belastung daselbst;

$\acute{\alpha}_k$ die pr. $\square$ Einheit stattfindende Anspruchnahme und

$\mathfrak{M}'$ und $\acute{\alpha}_g$ die oben eingeführten Werthe bezeichnen.

Durch Combination der ersten und dritten Gleichung wird erhalten

$$\frac{\mathfrak{M}_1}{\mathfrak{M}'} = \frac{\acute{\alpha}_p}{\acute{\alpha}_g},$$

$$\acute{\alpha}_p = \frac{\mathfrak{M}_1 \,.\, \acute{\alpha}_g}{\mathfrak{M}'}, \text{ und da}$$

$$\mathfrak{M}_1 = 0{,}84\ (14 - 7{,}5), \text{ und}$$

$$\mathfrak{M}' = 42{,}2\ (14 - 7{,}5), \text{ so wird}$$

$$\acute{\alpha}_p = \frac{0{,}84 \,.\, 120}{42{,}2} = 2{,}4^{T} \text{ pr. } \square^{dm}.$$

Durch Combination der Gleichung 2) und 3) erhält man in ähnlicher Weise

$$\acute{\alpha}_k = \frac{11{,}77 \,.\, 120}{42{,}2} = 33{,}5^{T} \text{ pr. } \square^{dm}.$$

Die Spannungsintensität unter Einwirkung der Eigenlast und der ruhenden Verkehrslast wird sonach $35{,}9^{T}$ pr. $\square^{dm}$, d. i. 359^{k} pr. $\square^{cm}$, ein Werth, der nach der früheren Berechnungsweise als Festigkeitscoefficient und mit $\mathfrak{a}$ zu bezeichnen wäre. —

Damit der nöthige Widerstand gegen Abscheeren an der Befestigungsstelle des Querträgers mit dem Hauptträgerpfosten gegeben wird, sind daselbst entsprechend viele Nietbolzen einerseits anzubringen, wie andererseits auch die Ausfüllung des Querträgers — das Mittelblech desselben — gegen Ausschlitzen gesichert sein muss. Die zulässige Schubspannung wird gleich der zulässigen Längenspannung und ausserdem auch hier eine gleiche relative Sicherheit wie oben angenommen. Hienach sind am Auflager $42{,}2^{T}$ durch die Nietbolzen zu übertragen, deren Schnittfläche eine Anstrengung von 120^{T} pr. $\square^{dm}$ erleiden soll. Die Nieten sind nach Fig. 5 doppelschnittig. Es berechnet sich die erforderliche Schnittfläche der Nietbolzen, wenn

ν deren Anzahl und d deren Durchmesser bezeichnet, aus der Gleichung

$$2\,\nu\,.\,\frac{d^2\,\pi}{4}\,.\,\mathfrak{a}_g = \hat{P}$$

$$\frac{\nu\,d^2\,\pi}{2} = \frac{\hat{P}}{\mathfrak{a}_g} = \frac{42{,}2}{120} = 0{,}35\ \square^{dm}.$$

Verwendet man sieben Nieten, so findet sich der Durchmesser einer jeden zu $1{,}8^{cm}$.

Das Anhängungsblech muss nach Abzug der Nietöffnungen noch eine effective Schnittfläche von $0{,}35\ \square^{dm}$ besitzen. Dasselbe ist nach Fig. 5 12^{mm} stark und gibt eine wirksame Fläche von

$$7\,.\,0{,}12 - 7\,.\,0{,}18\,.\,0{,}12 = 0{,}69\ \square^{dm},$$

also einen bedeutenden Ueberschuss über die durchaus nöthige Fläche. Bezüglich der Niettheilung verweisen wir auf Fig. 5. —

Der grössere Theil der Verkehrslast wird durch die obere Gurtung, auf welche im ungünstigsten Falle $6{,}6^{T}$ mittelst der Langschwellen übertragen werden, aufgenommen. Um eine Einbiegung der Gurtung in Folge eintretender Ueberanstrengung der Verbindungstheile zu vermeiden, ist die Vertheilung der Angriffe auf letztere so einzurichten, dass der wirksame Querschnitt der Gleichung genügt

$$F'\,.\,\mathfrak{a}_k = 6{,}6,$$

worin $\mathfrak{a}_k$ die Spannungsintensität für die ruhende Verkehrslast vorstellt. Hienach wird

$$F' = \frac{6{,}6}{33{,}5} = 0{,}197\ \square^{dm}.$$

Bei der aus Fig. 5 ersichtlichen Anordnung der Nieten stehen 3 doppelschnittige Nieten unter unmittelbarer Einwirkung der aufzunehmenden Belastung, deren Durchmesser sich zu 2^{cm} berechnet. Damit nun aber auch das Mittelblech gegen Abscheeren gesichert ist, hat die Minimalblechdicke $11{,}8^{mm}$ oder rund 12^{mm} zu betragen. —

2) Schwellenträger. Die ständige Belastung eines Schwellenträgers setzt sich zusammen aus seinem Eigengewichte, aus dem Gewichte einer halben Querschwelle nebst der auf sie treffenden, von der Langschwelle, der Bedielung, den Schienen und deren Befestigung herrührenden Last. Das Eigengewicht eines Trägers, welches $\frac{375^{k}}{2}$ beträgt, ist als gleichmässig vertheilt zu betrachten. Will man die in der Mitte aufzulegende Last, welche den Träger ebenso anstrengt, in Ansatz bringen, so ist diese $\frac{375^{k}}{4}$. Die übrige Belastung des Trägers wirkt in der Mitte desselben und man erhält nunmehr unter Berücksichtigung der Vertheilung die ständige Belastung

$$\hat{Q}_0 = \frac{375}{4} + \frac{133{,}3}{2} + \frac{702{,}4}{4} + \frac{75}{4} = 355^{k} \text{ oder } 0{,}35^{T}.$$

Die grösste zufällige Belastung tritt dann ein, wenn eine Locomotivaxe über der Querschwelle steht, und es trifft sodann auf die Mitte eines Schwellenträgers ein Angriff $\hat{Q}_1 = 6{,}6^{T}$.

Diejenige Belastung, welche eine Anspruchnahme von 120^{T} pr. $\square^{dm}$ in einem Schwellenträger bewirken soll, findet sich demnach als

$$\hat{Q} = 1{,}2\ \hat{Q}_0 + 3{,}5\ \hat{Q}_1 = 1{,}2\,.\,0{,}35 + 3{,}5\,.\,6{,}6$$
$$= 0{,}42 + 23{,}1 = 23{,}5^{T}.$$

Es muss nun wieder, da die Trägerlänge 23^{dm} beträgt,

$$\frac{\mathfrak{a}_g}{m}\,.\,\Theta = \mathfrak{M} = 23{,}5\,.\,\frac{23}{4} \text{ sein, und}$$

$$\frac{\Theta}{m} = 0{,}196\,.\,5{,}75 = 1{,}13^{dm^3}.$$

Nimmt man die Höhe des Schwellenträgers zu 400^{mm}, die Stärke des Mittelbleches zu 10^{mm} und die Gurtungswinkel mit 70^{mm} Schenkellänge und 10^{mm} Dicke, so ergibt sich $\frac{\Theta}{m} = 1{,}03$, was beibehalten werden kann. —

Zur Befestigung des Schwellenträgers am Querträgerpfosten ist, da $\frac{1}{2}\,.\,23{,}5^{T}$ bei einer Spannung der Verbindungstheile von 120^{T} pr. $\square^{dm}$ übertragen werden sollen, eine Schubfläche von $\frac{1}{2}\,.\,\frac{23{,}5}{120} = 0{,}098\ \square^{dm}$ für die Nieten und Mittelwand erforderlich. Bei 4 einschnittigen Nietbolzen berechnet sich deren Durchmesser d zu

$$4\,.\,\frac{d^2\,\pi}{4} = 0{,}098$$
$$d = 1{,}8^{cm}.$$

Wiewohl das Mittelblech continuirlich an den Querträgern durchläuft, sind zu beiden Seiten desselben doch desshalb die 4 Nieten anzuordnen (Fig. 2), weil nahezu gleichzeitig auch beiderseits die grössten Lasten auf den Schwellenträger treffen, wie aus obiger Figur zu ersehen ist.

Bezüglich der Bestimmung der Niettheilungen fügen wir hier noch einige Bemerkungen an, welche zwar zunächst für vertheilte Lasten Geltung besitzen, mit geringen Modificationen aber auch allgemein verwendbar sind.

Bezeichnet

$\mathfrak{s}_0$ die auf die Längeneinheit bezogene, horizontale Schubkraft in der neutralen Faser,

$\Sigma \hat{Y} = \hat{V}$ den Verticalwiderstand und bezw. die Verticalkraft in irgend einem betrachteten Verticalschnitt des Trägers,

h_0 den Abstand der Gurtungs-Schwerpuncte bezw. den Abstand der Zug- und Druckmittelpuncte,

e den Abstand der Nietmitten,

d den Durchmesser der Nieten,

α_g die zulässige Schubspannung, so hat man

$$\mathfrak{s}_0 = \frac{\Sigma \hat{Y}}{h_0} \text{ für irgend einen Schnitt.}$$

Das Maximum von $\mathfrak{s}_0$ wird für den grössten Werth von $\Sigma \hat{Y}$ erhalten; somit für den vorliegenden Fall

$$\mathfrak{s}_0' = \frac{11,75}{3,5} = 3,358^{T} \text{ pr. dm, da } h_0 \text{ nahehin} = 3,5^{dm}$$

wird und diese Relation auch für concentrirte Lasten giltig ist.

Die horizontale Schubkraft ist gleich der verticalen Schubkraft an derselben Stelle des Trägers. Nimmt man letztere, um den ungünstigsten Fall zu betrachten, in einem Verticalschnitte gleichmässig vertheilt und überall pr. Längeneinheit so gross als in der neutralen Faser an und beachtet man ferner unter allen Verticalschnitten wieder den meist-beanspruchten als maassgebenden, so hat man auch die horizontale Schubkraft in der Gurtung an der Verbindung des Mittelbleches mit den Winkeleisen in derselben Grösse, also hier zu $3,358^T$ pr. dm, zu nehmen. Die Nieten, welche die eben bezeichnete Verbindung bewirken, sind doppelschnittig; die Gleichung, aus welcher der grösste Abstand der Nietmitten abgeleitet werden kann, lautet daher:

$$e \cdot \mathfrak{s}_0' = 2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \alpha_g.$$

Wird $d = 1,8^{cm}$ angenommen, so findet man

$$e = \frac{2 \cdot 0,18^2 \cdot 3,142 \cdot 120}{4 \cdot 3,35} = 1,82^{dm}.$$

Wie aus Fig. 2 zu entnehmen, ist die Niettheilung kleiner genommen, nämlich der grösste Abstand der Nietmitten nur zu $1,6^{dm}$. —

3) Haupttragwände. Die Berechnung derselben wird in der Art durchgeführt, dass man das Eigengewicht je zweier Fachhälften auf jeden der 7 inneren Pfosten wirkend nimmt — die beiden äussersten Pfosten haben nur das Gewicht eines halben Faches aufzunehmen —, dass man ferner die ungünstigste Einwirkung der Verkehrslast für jeden Constructionstheil als Angriff auf denselben ermittelt, dass man weiter aus dem 1,2fachen Eigengewichte und dem 2,9fachen zufälligen Gewichte die Gesammtangriffe und hieraus den Querschnitt der Zugflächen unter der Voraussetzung bestimmt, dass die Intensität der Spannung pr. $\square^{dm}$ 120^T betragen soll.

Bei gedrückten Stäben wird sodann eine Vergrösserung der Querschnittsflächen aus unten stehender, durch Umformung der auf Seite 11 angegebenen Gleichung erhaltener Relation berechnet.

Bezeichnet nämlich

F die gesuchte, der Anspruchnahme auf Knickung genügende Querschnittsfläche,

F′ die aus der Zugfestigkeit oder einfachen Druckfestigkeit abgeleitete Fläche,

$\hat{P}$ die einwirkende Kraft,

α_g oder β_g die zulässige Beanspruchung pr. □Einheit, hier 120^T pr. $\square^{dm}$,

β_m die mittlere zulässige Pressung, so hat man

$$F \cdot \beta_m = \hat{P}$$

$$F' \cdot \beta_g = \hat{P} \text{ (bei kurzen Stäben)}$$

$$\frac{F}{F'} = \frac{\beta_g}{\beta_m}, \text{ und da}$$

$$\beta_m = \frac{\beta_g}{1 + \nu \cdot \frac{F}{\Theta} \cdot l^2}$$

$$\frac{F}{F'} = 1 + \nu \cdot \frac{F}{\Theta} \cdot l^2.$$

Setzt man $\nu = 0,0001$, so wird

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0,0001 \cdot \frac{F}{\Theta} \cdot l^2. \text{ —}$$

Wir bestimmen zunächst die Angriffe auf Pfosten, Zugbänder und Gurtung unter ausschliesslicher Einwirkung des Eigengewichtes und sodann die Angriffe, welche aus den ungünstigsten Stellungen der Verkehrslasten auf diese Bestandtheile der Tragwände hervorgehen.

a. Spannungen für die ständige Belastung. Diese Spannungen, welche in Fig. 4 rechts von der Mitte für eine Tragwand angegeben sind, finden sich leicht, wenn man das im Allgemeinen approximativ einzusetzende, hier aber durch die obenstehende Gewichtsberechnung bereits bekannte Eigengewicht entsprechend auf die Pfosten vertheilt und zu den direct an letzteren wirkenden Gewichten die durch die Zugbänder übertragenen Angriffe hinzunimmt.

Das Gesammtgewicht einer Brückenöffnung ergibt sich nahehin zu $26,6^T$. Auf eine Tragwand treffen somit $12,8^T$. Diese Last vertheilt sich auf die 7 inneren und die beiden äusseren Pfosten so, dass jeder der ersteren $\frac{1}{8}$ und jeder der letzteren $\frac{1}{16}$ derselben direct aufnimmt, also 1,6 und $0,8^T$.

Da die einzelnen Felder quadratisch sind, wird der Winkel α, den die Zugbänder mit den Pfosten und mit den Gurtungen bilden, gleich 45^0, also $\cos \alpha = 0,707$.

Der mittlere Pfosten (V, Fig. 2) empfängt eine ständige Belastung von $\hat{V}_5 = 1,6^T$; Pfosten IV: $\hat{V}_4 = 1,6 + 0,8 = 2,4^T$; Pfosten III: $\hat{V}_3 = 2,4 + 1,6 = 4,0^T$; Pfosten II: $\hat{V}_2 = 4,0 + 1,6 = 5,6^T$ und der Endpfosten: $\hat{V}_1 = 5,6 + 0,8 = 6,4^T$.

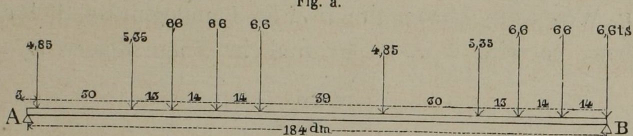
Das der Mitte nächstgelegene Hauptzugband, dessen unteres Ende an dem mittleren Pfosten befestigt ist, hat einen Zug auszuhalten, dessen Grösse $\hat{Z}_4 = \frac{0,8}{0,707} = 1,2^T$ ist, ebenso wird im nächst-vorhergehenden Fache $\hat{Z}_3 = \frac{2,4}{0,707} = 3,4^T$; im 3. Fache von der Mitte aus $\hat{Z}_2 = \frac{4,0}{0,707} = 5,7^T$; im 4. Fache von der Mitte aus oder in dem am Auflager befindlichen $\hat{Z}_1 = \frac{5,6}{0,707} = 7,9^T$.

Die obere Gurtung zwischen dem 1. und 2. Pfosten erfährt einen Druck $\hat{S}_1 = 7,9 \,.\, 0,707 = 5,6^T$; zwischen dem 2. und 3. Pfosten wird $\hat{S}_2 = \hat{S}_1 + 5,7 \,.\, 0,707 = 5,6 + 4 = 9,6^T$; zwischen dem 3. und 4. Pfosten wird $\hat{S}_3 = \hat{S}_2 + 3,4 \,.\, 0,707 = 9,6 + 2,4 = 12,0^T$; zwischen dem 4. und 5. Pfosten erhält man $\hat{S}_4 = \hat{S}_3 + 1,2 \,.\, 0,707 = 12,0 + 0,8 = 12,8^T$.

Man überzeugt sich nun leicht, dass, eine starre Verbindung vorausgesetzt, der untere Gurtungsabschnitt zwischen dem 1. und 2. Pfosten gar nicht, die weiteren Gurtungstheile aber zwischen dem 2. und 3. Pfosten mit $5,6^T$, zwischen dem 3. und 4. Pfosten mit $9,6^T$ und zwischen dem 4. und 5. Pfosten mit $12,0^T$ beansprucht werden.

b. Spannungen für die variablen Lasten. Wenn zwei Tenderlocomotiven allmälig über die Brücke vorrücken, die, wie gewöhnlich, mit dem Kamine nach vorne an einander gereiht sind, so ergibt sich die grösste Belastung des Endpfostens B bei der in Fig. a gezeich-

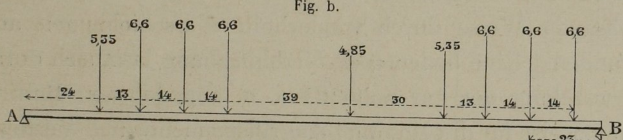
Fig. a.



neten Stellung der Radstände, in welcher die durch die Räder auf den Träger übertragenen Lasten in Tonnen und die Entfernungen der Radmittel in Decimetern angegeben sind. Diese grösste Belastung wird hieraus $\hat{V}_1' = 32,9^T$.

Der Pfosten II bezw. II′ (rechts von der Mitte) wird am stärksten in Angriff gesetzt, wenn die in Fig. b an-

Fig. b.



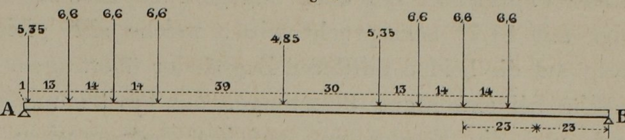
gegebene Stellung erreicht ist, in welcher die Stelle im Träger, an welcher sich der 2. Pfosten befindet, 23^{dm} von B entfernt ist. Es wird zunächst der Auflagerdruck $\hat{B} = 30,14^T$; von dem Gewichte des vordersten Rades werden durch die Langschwellen und Schwellenträger $4,02^T$ auf den Endpfosten und $2,58^T$ auf den 2. Pfosten übertragen, somit gibt ein Schnitt an letzterem den Werth

$$\hat{V}_2' = \hat{B} - \hat{P} = 30,14 - 4,02 = 26,12^T,$$

wofür im Spannungsnetze (Fig. 4) $26,1^T$ gesetzt sind.

Der Pfosten III erleidet den grössten Druck bei einer durch Fig. c angegebenen Stellung der Belastungen. Es

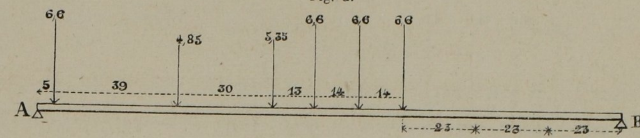
Fig. c.



wird der Auflagerdruck $\hat{B} = 23,3^T$ und mit Berücksichtigung der auf den 2. Pfosten übertragenen Last von 4^T der Angriff auf Pfosten III: $\hat{V}_3' = 19,3^T$, wofür im Spannungsnetze $19,4^T$ angegeben sind.

Stellt man das vorderste Rad auf Pfosten IV, wie

Fig. d.



in Fig. d angegeben, so wird $\hat{B}$ und folglich auch $\hat{V}_4' = 14,2^T$.

Der Pfosten V erhält seinen grössten Angriff, wenn die Stellung der Locomotivräder die gleiche wird, wie sie oben bei Berechnung der Querträger angenommen wurde; es wird nämlich $\hat{V}_5' = 11,7^T$. —

Zur Bestimmung der grössten Angriffe auf die Hauptzugbänder hat man in den drei ersten Feldern nach einander für $\hat{Z}_1'$, $\hat{Z}_2'$, $\hat{Z}_3'$ die Werthe:

$$\hat{Z}_1' = \frac{26,1}{0,707} = 36,8^T;$$

$$\hat{Z}_2' = \frac{19,4}{0,707} = 27,4^T;$$

$$\hat{Z}_3' = \frac{14,2}{0,707} = 20,0^T.$$

Der grösste Angriff auf das 4. bezw. auf das 5. Zugband findet statt, wenn das vorderste Locomotivrad bis zur Mitte vorgerückt, die andere Brückenhälfte aber nicht belastet ist. Es wird der Angriff auf den mittleren Pfosten und ebenso die Auflagerreaction an dem Ende des unbelasteten Theiles des Trägers $10,43^T$.

Bildet man das Moment $\hat{S} \,.\, h$ — Gurtungsspannung multiplicirt mit der geometrischen Höhe des Trägers —, indem man einen Schnitt durch die Trägermitte führt, so erhält man für den unbelasteten Theil

$$\hat{S} \,.\, h = 10,43 \,.\, 92;$$

schneidet man hierauf durch den nächstfolgenden jenseits der Brückenmitte gelegenen Pfosten, an welchen eine weitere Belastung nicht hinzutritt, so wird das Moment

$$\hat{S}_1 \,.\, h = 10,43 \,.\, 69,$$

also die Spannungsdifferenz in der Gurtung von dem mittleren bis zum darauffolgenden Pfosten

$$\hat{S} - \hat{S}_1 = \frac{10,43 \,.\, 23}{h},$$

und da $h = 23^{dm}$, so wird die Spannungsdifferenz $10,43^T$. Der hieraus auf das Zugband resultirende Angriff ist

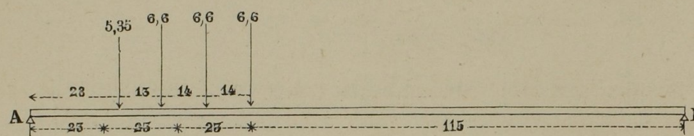
$$\hat{Z}_4' = \frac{10,43}{0,707} = 14,7^T,$$

daher bedeutend grösser als in dem Falle, dass der mittlere Pfosten bei der oben angegebenen Stellung der Räder mit $11{,}7^T$ beansprucht wird, welche sich gleichmässig auf die beiden mittleren Zugbänder übertragen. —

Um bei einseitigen Belastungen die Pfosten nur auf Druck und die Bänder nur auf Zug beanspruchen zu lassen, sind in den 4 mittleren Feldern Gegenzugbänder angebracht, deren Maximalanstrengung, wie folgt, bestimmt wird.

Stellt man das vorderste Locomotivrad auf Pfosten IV, wie Fig. e angibt, und lässt die rechte Trägerseite un-

Fig. e.



belastet, so wird der Auflagerdruck $\hat{B} = 6{,}73^T$ und man findet nun in ähnlicher Weise, wie bei den mittleren Zugbändern, die Spannungsdifferenz in der oberen Gurtung zwischen Pfosten IV und V zu $6{,}73^T$ und daher den Angriff auf das der Mitte zunächst liegende Gegenzugband

$$\hat{Z} = \frac{6{,}73}{0{,}707} = 9{,}5^T.$$

Da nun aber die durch Einwirkung des Eigengewichtes sich ergebende Spannungsdifferenz zwischen dem IV und V. Pfosten $0{,}8^T$ beträgt und der Richtung nach der aufgefundenen entgegengesetzt ist, so wird genauer

$$\hat{Z}_0 = \frac{6{,}73 - 0{,}8}{0{,}707} = 8{,}3^T,$$

wie auch im Spannungsnetze angegeben wurde.

Stellt man das Vorderrad auf Pfosten III und lässt den rechts liegenden Theil des Trägers unbelastet, so erhält man die Reaction $\hat{B} = 3{,}59^T$, die Spannungsdifferenz zwischen Pfosten III und IV zu $3{,}59^T$. Vermindert man diese um die entgegengesetzt gerichtete Spannungsdifferenz bei ständiger Belastung, nämlich um $12 - 9{,}6 = 2{,}4$, so bleibt die in Rechnung zu ziehende mit $1{,}19^T$, und daher der Angriff auf das zugehörige Gegenzugband

$$\hat{Z}_0' = \frac{1{,}19}{0{,}707} = 1{,}7^T.$$

Da die Belastungen bald von der einen, bald von der anderen Seite gegen den Träger vorrücken, so ergibt sich ohne Weiteres, dass die ungünstigsten Stellungen der Lasten für die eine Trägerhälfte ebenso, wegen symmetrischer Anordnung des Trägers, die stärksten Angriffe auf die treffenden Constructionstheile der anderen Hälfte liefern müssen. —

Zur Berechnung der Gurtungsspannungen können hier nicht, wie bei der ständigen Belastung, die gefundenen Angriffe auf Pfosten und Zugbänder verwendet werden, da man hiedurch merklich grössere Werthe erhalten würde, als sie in der That vorkommen, indem die Maximalmomente bei vorschreitenden Lasten nicht mit den grössten Angriffen auf die Pfosten in einem Verticalschnitte liegen; man hat hier durch Verschieben der Lasten und vergleichende Berechnung die Maximalmomente in den einzelnen Abtheilungen zu ermitteln und daraus die Angriffe auf die Gurtungen abzuleiten. Wir zeigen die Berechnung der Druckspannungen für die Abtheilungen der oberen Gurtung, da hieraus zugleich die Zugspannungen in der unteren Gurtung abgeleitet werden können.

Wenn die Lasten, wie in Fig. b, aufgebracht sind, so wird die Auflagerreaction $\hat{B} = 30{,}14$; ein Schnitt unmittelbar vor Pfosten II — von dem rechtsseitigen Auflager aus gezählt — gibt das Moment $\hat{\mathfrak{M}}_1$ daselbst:

$$\hat{\mathfrak{M}}_1 = 30{,}12 \,.\, 23 - 6{,}6 \,.\, 14 = 600{,}8^{dm.T}.$$

Hieraus wird

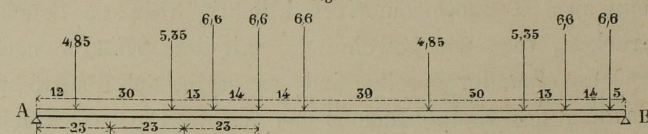
$$\hat{S}_1' = \frac{600{,}8}{23} = 26{,}1^T.$$

Haben die Lasten die Stellung wie in Fig. c, so wird $\hat{B} = 23{,}3^T$; für einen Schnitt unmittelbar vor Pfosten III — rechte Seite — wird das Moment:

$$\hat{\mathfrak{M}}_2 = 23{,}3 \,.\, 46 - 6{,}6 \,.\, 14 = 979{,}4,$$

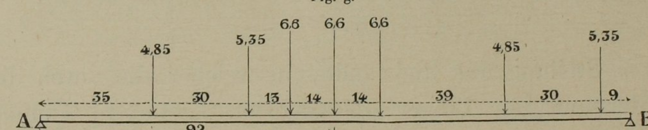
und somit $\hat{S}_2' = \dfrac{979{,}4}{23} = 42{,}7^T.$

Fig. f.



Wenn die Lasten die in Fig. f angegebene Stellung haben, so wird $\hat{A} = 24{,}45$ und in Folge dessen $\hat{S}_3' =$

Fig. g.



$51{,}0^T$; und wenn die Lasten nach Fig. g aufgebracht sind, wird $\hat{A} = 18{,}58^T$ und $\hat{S}_4' = 51{,}9^T$.

Bei dieser Berechnung der Spannungen in den Pfosten, Zugbändern und Gurtungen für die variablen Lasten wurden die ungünstigsten Stellungen der letzteren in ziemlich mühsamer Weise durch wiederholte Verschiebungen aufgefunden. Eine bedeutende Vereinfachung lässt sich durch Verwendung der auf Seite 21 u. ff. angegebenen Bestimmungsweise für die Maximal-Angriffsmomente und -Verticalkräfte bei concentrirten vorrückenden Lasten erzielen, wie bei den Berechnungen eines symmetrischen Fachwerkes gezeigt werden wird. —

Wir legen unter Vernachlässigung der kaum nennenswerthen Unterschiede in einzelnen der vorhergehend berechneten Werthe von den im Spannungsnetze (Fig. 4) eingetragenen letztere den weiteren Betrachtungen zu Grunde.

Querschnittsbestimmung für die Druckgurtung. Die Druckspannungen für ständige und variable Last zusammen sind:

im 1. Felde $5,6 + 26,1 = 31,7^T$,
„ 2. „ $9,6 + 42,8 = 52,4^T$,
„ 3. „ $12,0 + 51,0 = 63,0^T$,
„ 4. „ $12,8 + 51,6 = 64,4^T$.

Für ruhende Last wird sonach die Spannungsintensität in ähnlicher Weise, wie auf Seite 100, gefunden, nämlich:

$$\dot{\alpha} = \dot{\alpha}_p + \dot{\alpha}_k = \frac{120 \,.\, 12,8}{1,2 \,.\, 12,8 + 2,9 \,.\, 51,6} + \frac{120 \,.\, 51,6}{1,2 \,.\, 12,8 + 2,9 \,.\, 51,6} =$$

$$120 \,.\, \frac{64,4}{1,2 \,.\, 12,8 + 2,9 \,.\, 51,6} = 46,8^T \text{ pr. } \square^{dm}.$$

Versteht man nun, wie früher, unter relativer Tragfähigkeit bis zur Elasticitätsgrenze die Zahl, mit der die ruhende Verkehrslast zu multipliciren ist, um im Vereine mit dem einfach genommenen Eigengewichte eine Anstrengung in den Constructionstheilen bis zur Elasticitätsgrenze — 160^T pr. $\square^{dm}$ — hervorzurufen, und bezeichnet τ diese Zahl, so hat man die Proportion:

$$(12,8 + \tau \,.\, 51,6) : 160 = (12,8 + 51,6) : 46,8$$

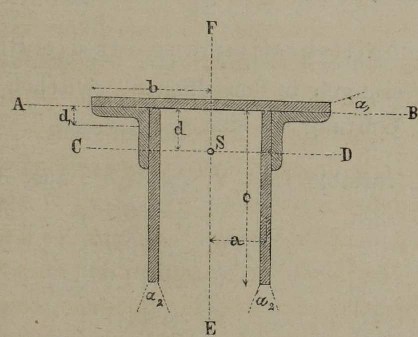
$$12,8 + \tau \,.\, 51,6 = \frac{160}{46,8}(12,8 + 51,6)$$

$$\tau = \frac{160}{46,8}\left(1 + \frac{12,8}{51,6}\right) - \frac{12,8}{51,6} = 4,03.$$

Aus den bekannten Druckspannungen in den einzelnen Abtheilungen der oberen Gurtung und der Spannungsintensität, welche bei ruhender Totallast erreicht werden soll, ergeben sich nunmehr die Zugflächen im

Fache I— II: $\frac{31,7}{46,8} = 0,67 \square^{dm}$;
„ II—III: $\frac{52,4}{46,8} = 1,12$ „
„ III—IV: $\frac{63,0}{46,8} = 1,35$ „
„ IV— V: $\frac{64,4}{46,8} = 1,38$ „ . —

Damit der Widerstand gegen seitliche Ausbiegung bei den in ihrer Knickungsfestigkeit beanspruchten Druckgurtungen in horizontaler und verticaler Richtung gleich gross wird, hat man die Vertheilung des erforderlichen



Materials auf eine bestimmte Querschnittsform so vorzunehmen, dass das Trägheitsmoment der Gurtungsquerschnitte, bezogen auf die horizontale Schwerpunctsaxe, gleich dem auf die verticale Schwerpunctsaxe bezogenen wird.

Bezeichnet in der vorstehenden Figur ausser den eingeschriebenen Buchstaben

W die Fläche eines der Winkel,
d_1 den Schwerpunctsabstand desselben von der horizontalen Kante AB,
Θ' sein Trägheitsmoment um diese Kante,
Θ_1 das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts um die Axe AB und
Θ_2 jenes um Axe EF, während
Θ das Trägheitsmoment um die Axe CD bedeuten soll,

so hat man zunächst die ganze Fläche des Profils F ausgedrückt durch:

$$F = 2\,(b \,.\, a_1 + W + c \,.\, a_2);$$

ferner wird der Abstand des Schwerpunctes S des ganzen Querschnittes von der Axe AB:

$$d = \frac{1}{F}\left[W \,.\, d_1 + \tfrac{1}{2} c^2 \,.\, a_2 - \tfrac{1}{2} a_1^2 \,.\, b\right] . \, 2;$$

das Trägheitsmoment um die Axe AB:

$$\Theta_1 = 2\left[\Theta' + \tfrac{1}{3} a_2 \,.\, c^3 + \tfrac{1}{3} b \,.\, a_1^3\right];$$

das Trägheitsmoment um die parallele Axe CD:

$$\Theta = \Theta_1 - d^2 \,.\, F.$$

$$\Theta = 2\left[\Theta' + \tfrac{1}{3} a_2 \,.\, c^3 + \tfrac{1}{3} b \,.\, a_1^3 - \frac{2}{F}\left(W \,.\, d_1 + \tfrac{1}{2} c^2 \,.\, a_2 - \tfrac{1}{2} a_1^2 \,.\, b\right)^2\right];$$

das Trägheitsmoment um die verticale Axe EF:

$$\Theta_2 = 2\left(\tfrac{1}{3} b^3 \,.\, a_1 + c \,.\, a_2 \,.\, a^2 + (\Theta' + W \,.\, a^2)\right),$$ worin

$\Theta' + W \,.\, a^2$ das auf die Axe EF übersetzte Trägheitsmoment eines Winkeleisens bedeutet; oder also

$$\Theta_2 = 2\left(\tfrac{1}{3} b^3 \,.\, a_1 + \Theta' + a^2 (W + c \,.\, a_2)\right).$$

Es hat nun nach Obigem

$\Theta = \Theta_2$ zu sein, und aus dieser Bedingung ist die relative Stellung der einzelnen Querschnittstheile zu ermitteln. —

Zur Bestimmung der Dimensionen selbst dient die auf Seite 102 angegebene Gleichung

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0,0001 \,.\, \frac{F}{\Theta} \,.\, l^2,$$ worin

F′ die Zugfläche und
l die freie Länge des Stabes bezeichnet.

Im gegebenen Falle ist die freie Länge etwa $\frac{3}{4}$ der Fachlänge zu setzen, da die Pfosten der Verbiegung der Gurtungen einen bedeutenden Widerstand entgegensetzen, daher also $l = 17,3^{dm}$ und $l^2 = 300$, also

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0,030 \,.\, \frac{F}{\Theta}.$$

Setzt man fest, dass in obigem Profile

$c = 2,6^{dm}$, $a_2 = 0,12^{dm}$, für die Winkel 80 : 10
$W = 0,15 \square^{dm}$, $d_1 = 0,25$, $b = 1,7^{dm}$ und daher
$\Theta' = 0,0173$ sein soll, so wird:

$$F = 2\,(1,7 \,.\, a_1 + 0,15 + 0,31) = (3,4 \,.\, a_1 + 0,92) \square^{dm};$$

$$\Theta = 2\left[0,017 + 0,701 + 0,57 \,.\, a_1^3 - \frac{2}{F}(3,028 + 0,406 - 0,85 \,.\, a_1^2)^2\right].$$

Da hier a_1 höchstens 0,20 wird, so können die Glieder mit höheren Potenzen von a_1 gegen die andern vernachlässigt werden, daher

$$\Theta = 1{,}434 - \frac{0{,}789}{F} = 1{,}434 - \frac{0{,}232}{a_1 + 0{,}27};$$

ferner wird:

$$\Theta_2 = 2\,(1{,}64 \,.\, a_1 + 0{,}017 + a^2 \,.\, 0{,}46)$$
$$= 3{,}28 \,.\, a_1 + 0{,}034 + 0{,}92 \,.\, a^2.$$

Damit nun $\Theta = \Theta_2$ wird, hat man

$$1{,}434 - \frac{0{,}232}{a_1 + 0{,}27} = 3{,}28 \,.\, a_1 + 0{,}03 + 0{,}92 \,.\, a^2,$$

oder

$$a^2 = 1{,}52 - \frac{0{,}252}{a_1 + 0{,}27} - 3{,}57 \,.\, a_1.$$

Der kleinste verwendbare Werth von a_1 ist $0{,}1^{dm}$ und hiefür wird:

$$a = 0{,}69.$$

Bei grösserem Werthe von a_1 wird a kleiner, nämlich bei $a_1 = 0{,}175$ findet man $a = 0{,}57$, bei $a_1 = 0{,}30$ wird $a = 0{,}05$.

Wegen der Verbindung der Pfosten mit den Gurtungen wird die lichte Entfernung der beiden stehenden Flacheisen zu 150^{mm} gewählt, daher also $a = 0{,}8^{dm}$, so dass immer $\Theta_2 > \Theta$ wird und sonach für die Knickungsfestigkeit letzterer Werth maassgebend ist.

Man hat aber

$$\Theta = 1{,}434 - \frac{0{,}789}{F}, \text{ also}$$

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0{,}030 \,.\, \frac{F^2}{1{,}434 \,.\, F - 0{,}789}, \text{ und daraus}$$

$$(1{,}434 \,.\, \frac{1}{F'} - 0{,}030)\, F^2 - (0{,}789 \,.\, \frac{1}{F'} + 1{,}434)\, F = 0{,}789.$$

Setzt man nun für F′ die üben berechneten Werthe, so erhält man die zugehörigen Druckflächen, nach welchen sich a_1 bestimmt.

Für $F' = 0{,}67$ wird $2{,}11 \,.\, F^2 - 2{,}61 \,.\, F = -0{,}789$, $F = 0{,}71 \,\square^{dm}$;
„ $F' = 1{,}12$ „ $1{,}25 \,.\, F^2 - 2{,}13 \,.\, F = -0{,}789$, $F = 1{,}16$ „
„ $F' = 1{,}35$ „ $1{,}03 \,.\, F^2 - 2{,}01 \,.\, F = -0{,}789$, $F = 1{,}40$ „
„ $F' = 1{,}38$ „ $1{,}01 \,.\, F^2 - 2{,}00 \,.\, F = -0{,}789$, $F = 1{,}44$ „ .

Nach der Zusammensetzung der Gurtungstheile laufen in der oberen Gurte die beiden Winkeleisen und die verticalen Stehbleche in gleich bleibender Stärke durchaus; diese geben zusammen eine Querschnittsfläche von $0{,}92 \,\square^{dm}$; in dem ersten Felde wäre sonach der erforderliche Querschnitt schon durch diese Fläche geboten; die Verbindung durch das Deckblech wird desshalb nur gegen seitliche Ausbiegung und zur gleichmässigen Druckvertheilung nothwendig.

In dem Fache zwischen Pfosten II und III ist durch das Deckblech eine Querschnittsfläche von $1{,}16 - 0{,}92 = 0{,}24 \,\square^{dm}$ zu geben; bei einer Breite desselben von 340^{mm} berechnet sich die Dicke zu $\frac{0{,}24}{3{,}4} = 0{,}071^{dm}$.

Zwischen Pfosten III und IV hat das Deckblech eine Querschnittsfläche von $1{,}40 - 0{,}92 = 0{,}48 \,\square^{dm}$ zu erhalten, daher die Dicke desselben $\frac{0{,}48}{3{,}4} = 0{,}141^{dm}$.

Zwischen Pfosten IV und V fehlen noch $1{,}44 - 0{,}92 = 0{,}52 \,\square^{dm}$; daher die erforderliche Dicke des Deckbleches $\frac{0{,}52}{3{,}4} = 0{,}153^{dm}$. Es genügt, wenn zwei verschiedene Stärken der Deckbleche festgestellt werden, und man wird dieselben von I bis III $\frac{340^{mm}}{10}$, und von III—V—III′ $\frac{340^{mm}}{16}$ breit und dick nehmen, bei III aber den Stoss durch eine Lasche überdecken (Fig. 1 und 2).

Der Abstand d des Gurtungsschwerpunctes von der Axe A B (s. obige Figur) wird zu 70 und bezw. 61^{mm}, im Mittel also zu 65^{mm} gefunden. —

Querschnittsbestimmung für die Zuggurtung.

Die Spannungskräfte und Zugflächen werden nach Spannungsnetz (Fig. 4)

im Fache 2 bis 3 $\hat{S}' = 31{,}7^T$, $F_1 = 0{,}67 \,\square^{dm}$,
„ „ 3 „ 4 $\hat{S}'' = 52{,}4^T$, $F_2 = 1{,}12$ „
„ „ 4 „ 5 $\hat{S}''' = 63{,}0^T$, $F_3 = 1{,}35$ „ .

Bei einer Breite der zu verwendenden Flacheisen von 340^{mm}, von welcher eine Nietöffnung von 23^{mm} Durchmesser in Abzug zu bringen ist, also einer effectiven Breite von 317^{mm}, werden die erforderlichen Blechdicken nach einander: 21,1; 35,4; $42{,}6^{mm}$.

Man wird demnach ein Flacheisen von $\frac{340^{mm}}{22}$ von Punct 2 diesseits der Mitte der Tragwand bis Punct 2′ jenseits der Brückenmitte durchgehen lassen und zwischen 3 und 3′ ein weiteres von $\frac{340^{mm}}{21}$ zulegen. —

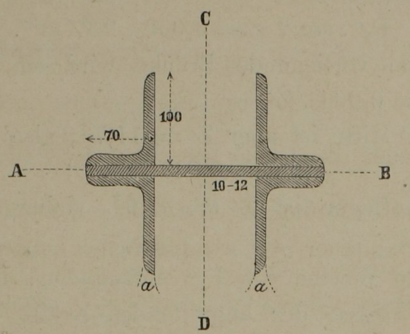
Querschnittsbestimmung für die Pfosten.

Die Pressungen in denselben — zwischen Querträger und unterer Gurtung — sind:

für Pfosten I	durch die ständige Belastung	$\hat{V}_1 = 6{,}4^T$;	durch die variable Last	$\hat{V}_1' = 32{,}9^T$;	zus. $39{,}3^T$;
„ „ II	„ „ „ „	$\hat{V}_2 = 5{,}6^T$;	„ „ „ „	$\hat{V}_2' = 26{,}1^T$;	„ $31{,}7^T$;
„ „ III	„ „ „ „	$\hat{V}_3 = 4{,}0^T$;	„ „ „ „	$\hat{V}_3' = 19{,}4^T$;	„ $23{,}4^T$;
„ „ IV	„ „ „ „	$\hat{V}_4 = 2{,}4^T$;	„ „ „ „	$\hat{V}_4' = 14{,}2^T$;	„ $16{,}6^T$;
„ „ V	„ „ „ „	$\hat{V}_5 = 1{,}6^T$;	„ „ „ „	$\hat{V}_5' = 11{,}7^T$;	„ $13{,}3^T$.

Hieraus ergeben sich vorläufig für Pfosten I: $\frac{39{,}3}{46{,}8} = 0{,}84 \,\square^{dm}$; Pfosten II: $\frac{31{,}7}{46{,}8} = 0{,}68$; Pfosten III: $\frac{23{,}4}{46{,}8} = 0{,}50$; Pfosten IV: $\frac{16{,}6}{46{,}8} = 0{,}36$ und Pfosten V: $\frac{13{,}3}{46{,}8} = 0{,}28 \,\square$ Decimeter.

Wird der Querschnitt im Allgemeinen wie in beistehender Figur angeordnet, also aus Winkeleisen von 100 und 70^{mm} Schenkellänge zusammengesetzt, so hat



man angenähert als Trägheitsmoment um die Axe AB, welches als das kleinere in Betracht kommt,

$$\Theta_0 = 2 \,.\, \tfrac{1}{3} \,.\, 2\,a \,.\, 1{,}06^3 = 1{,}5 \,.\, a.$$

Die freie Länge zwischen dem Querträger und der unteren Gurtung wird $l_1 = 9^{dm}$; daher

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0{,}0001 \,.\, 81 \,.\, \frac{F}{1{,}5\,a} = 1 + 0{,}0054 \,.\, \frac{F}{a}, \text{ oder}$$

$$F = \frac{F' \,.\, a}{a - 0{,}0054 \,.\, F'}.$$

Für $a = 0{,}11$ hat man $F = \frac{F'}{1 - 0{,}049 \,.\, F'}$. Die vier Winkel geben als Minimalfläche $4 \,.\, 0{,}177 = 0{,}71$ □^{dm}.

Für Pfosten I ist aber $F' = 0{,}84$, daher $F_1 = \frac{0{,}84}{0{,}959} = 0{,}88$ □^{dm}. Um diese Schnittfläche zu erhalten, wird zu den vier Winkeln $\frac{100 : 11}{70 : 11}$ ein Verstärkungsblech von $\frac{320^{mm}}{10}$ genietet (Fig. 5).

Für Pfosten II ist $F' = 0{,}68$ und hiemit $F_2 = \frac{0{,}68}{0{,}967} = 0{,}71$ □^{dm}. Es reichen desshalb die vier Winkel, entsprechend mit einander verbunden, für diesen Pfosten hin. —

Für $a = 0{,}10$ wird $F = \frac{F'}{1 - 0{,}054 \,.\, F'}$; es geben aber vier Winkel mit $\frac{100 : 10}{70 : 10}$ eine Fläche von $4 \times 0{,}16 = 0{,}64$ □^{dm}.

Für Pfosten III ist $F' = 0{,}50$, also $F_3 = \frac{0{,}50}{0{,}973} = 0{,}51$; es reichen sonach vier derartige Winkel für denselben.

Nimmt man die Schenkellänge statt 100 zu 70, so hat man:

$$\Theta_0 = 2 \,.\, \tfrac{1}{3} \,.\, 2\,a \,.\, 0{,}75^3 = 0{,}56 \,.\, a \text{ und nun}$$

$$\frac{F}{F'} = 1 + 0{,}0081 \,.\, \frac{F}{0{,}56 \,.\, a} = 1 + 0{,}0145 \,.\, \frac{F}{a},$$

$$\text{also } F = \frac{F'}{1 - 0{,}0148 \,.\, \frac{F'}{a}}.$$

$$\text{Für } a = 0{,}10 \text{ wird } F = \frac{F'}{1 - 0{,}145 \,.\, F'}.$$

Für Pfosten IV ist $F' = 0{,}36$, daher wird $F_4 = \frac{0{,}36}{0{,}948} = 0{,}38$ □^{dm}, so dass also die vier Winkel, welche eine Fläche von $0{,}42$ □^{dm} geben, für diesen und um so mehr noch für Pfosten V ausreichen.

Querschnittsbestimmung der Haupt- und Gegenzugbänder.

Nach Spannungsnetz (Fig. 4) sind die Spannungskräfte für:

Hauptzugband	I — 2	(Fig. 2) durch die ständige Belastung	: $7{,}9^T$,	durch die variable Last	: $36{,}8^T$,	zus.	$44{,}7^T$;
„	II — 3	„ „ „ „	: $5{,}7^T$,	„ „ „ „	: $27{,}4^T$,	„	$33{,}1^T$;
„	III — 4	„ „ „ „	: $3{,}4^T$,	„ „ „ „	: $20{,}0^T$,	„	$23{,}4^T$;
„	IV — 5	„ „ „ „	: $1{,}2^T$,	„ „ „ „	: $14{,}5^T$,	„	$15{,}7^T$;
Gegenzugband	V — 4′	„ „ „ „	: $0{,}0^T$,	„ „ „ „	: $8{,}3^T$,	„	$8{,}3^T$;
„	IV′ — 3′	„ „ „ „	: $0{,}0^T$,	„ „ „ „	: $1{,}7^T$,	„	$1{,}7^T$.

Hieraus ergeben sich folgende Flächen und Querschnittsdimensionen:

Zugband I — 2 : $F_1 = \frac{44{,}7}{46{,}8} = 0{,}96$ □^{dm}; also erforderlich 2 Flacheisen $2 \,.\, \frac{320^{mm}}{16}$.

„ II — 3 : $F_2 = \frac{33{,}1}{46{,}8} = 0{,}71$ „ „ „ „ $2 \,.\, \frac{260^{mm}}{15}$.

„ III — 4 : $F_3 = \frac{23{,}4}{46{,}8} = 0{,}50$ „ „ „ „ $2 \,.\, \frac{220^{mm}}{13}$.

„ IV — 5 : $F_4 = \frac{15{,}7}{46{,}8} = 0{,}34$ „ „ „ „ $2 \,.\, \frac{180^{mm}}{11}$.

„ V — 4′ : $F' = \frac{8{,}3}{46{,}8} = 0{,}18$ „ „ „ „ $2 \,.\, \frac{120^{mm}}{10}$.

„ IV′ — 3′ : $F'' = \frac{1{,}7}{46{,}8} = 0{,}04$ „ „ „ „ $2 \,.\, \frac{60^{mm}}{10}$.

Es sind hiebei die Dimensionen in der Art festgesetzt, dass nach Abzug der Nietöffnungen, die in einen Querschnitt fallen, noch die erforderliche Zugfläche bleibt.

Die Berechnung der zur Verbindung der Constructionstheile nöthigen Anzahl Nieten, sowie deren zweckmässige Vertheilung übergehen wir hier unter Hinweis auf die Figuren 1 — 3.

Als weiteren Bestandtheil der Tragwand ziehen wir die Verbindung des unteren Endes des Pfostens I mit der unteren Gurtung bei 2 in Betracht. Eine solche Verbindung ist aber desshalb nothwendig, damit keine Drehung um den oberen Knotenpunct I stattfinden kann. Die Stärke dieser Verbindung bestimmt sich aus dem Umstande, dass bei jeder Einbiegung des Trägers eine Verlängerung der unteren, gezogenen Gurtung, und somit eine Verschiebung des Punctes 2 gegen 1 hin erfolgt. Die Verbindung zwischen 1 und 2 muss diese Verschiebung auf 1 übertragen können, und zwar muss die Bewegung der beiden Seiten des Trägers ganz auf den Rollstuhl übergehen. Der ungünstigste Fall, der vorkommen kann, tritt dann ein, wenn die Walzen feststehen sollten, was durch dazwischen gefallene Steine und dergl. möglich wird.

Der grösste Auflagerdruck beträgt $6,4 + 32,9 = 39,3^{T}$; nimmt man den Reibungscoefficienten von Eisen auf Eisen für die vorliegenden Verhältnisse zu 0,25, so wären durch die Verbindungsstücke etwa $0,25 \,.\, 39,3 = 9,8^{T}$ aufzunehmen. Die erforderliche Zugfläche findet sich zu $0,21 \,\square^{dm}$.

Bei freier Länge $l' = 22^{dm}$ sind zwei Winkeleisen $\frac{100 : 10^{mm}}{70 : 10}$, in ⅃L Form mit einander verbunden (Fig. 3), genügend. —

H o r i z o n t a l v e r s p a n n u n g. Dieselbe ist nach Figur 5—11 unter den Querträgern angebracht und darnach zu bestimmen, dass erstens durch die seitlichen Stösse der bewegten Last die Seitenschwankung $\frac{1}{10000}$ der Weite nicht übersteigt, und dass zweitens bei dem grössten vorkommenden Winddruck die seitliche Biegung nicht mehr als $\frac{1}{2500}$ der Spannweite beträgt.

Wer sich über die Zusammensetzung der hiebei in Verwendung kommenden Formeln, welche wir nach G e r b e r aufnehmen, Rechenschaft geben will, wird dies erreichen können, wenn wir anfügen, dass die seitlichen Stösse der Locomotivzüge bei mittleren Weiten und guter Bahn einer gleichmässig wirkenden horizontalen Kraft von $3,2\frac{0}{0}$ bis $4\frac{0}{0}$ der Verkehrslast gleich zu achten sind.

Bezeichnet

ε den Winkel der Diagonalen mit der Längenaxe der Brücke (Geleisaxe),

F_y die Projection des Querschnitts der Diagonalen auf eine Normale zu jener Axe, und

$\hat{Z}'$ die Summe der Verticalkräfte am betrachteten Knotenpuncte für einen Träger, so setzt sich F_y zunächst zusammen aus dem Werthe von F_y', welcher aus der ersten der oben genannten Bedingungen, und jenem von F_y'', welcher aus der zweiten Bedingung abgeleitet wird, und zwar ist:

$$F_y' \,.\, \sin 2\,\varepsilon = 0,002 \,.\, 2\, \hat{Z}' \,\square^{dm}.$$

Für die vorliegende Brücke wird $\sin 2\,\varepsilon = 0,98$, daher $F_y' = 0,004 \,.\, \hat{Z}'$.

In der Mitte ist aber $\hat{Z}' = 11,7^{T}$, also

$$F_y' = 0,047 \,\square^{dm}.$$

Am Auflager ist $\hat{Z}' = 32,9^{T}$, daher dort $F_y' = 0,132 \,\square^{dm}$.

Um die Werthe von F_y'' aufzufinden, hat man zunächst die Grösse der angreifenden Kräfte festzustellen. Es wird aber der W i n d d r u c k, da für die Träger pr. Decimeter

wegen der unteren Gurtung	$2 \,.\, 0,50 = 1,0 \,\square^{dm}$		(doppelt wegen schiefer Richtung des Windes)
„ „ oberen „	$2 \,.\, 2,8 = 5,6$	„	
„ „ Pfosten . . .	$3 \,.\, 2,1 = 6,3$	„	
„ „ Diagonalen . .	$\frac{2}{23} \,.\, 27 \,.\, 3 = 7,0$	„	
„ „ Schienenträger und Dielenbeleg . .	$7,0 \,.\, 1.0 = 7,0$	„	
zusammen	$26,9 \,\square^{dm}$		

und wegen der um ca. 32^{dm} über die Brücke hervorragenden, dem Winde ausgesetzten Fläche des Bahnzuges $32 \,\square^{dm}$ Druckfläche anzusetzen sind, und da pr. $\square^{m}$ 150^{k} Winddruck angenommen werden soll, am A u f l a g e r:

$$\frac{184}{2}\,(26,9 + 32) \,.\, 1,5^{k} = 8130^{k} = 8,13^{T} = \hat{Y}_{o};$$

und in der M i t t e, wenn man beachtet, dass bei Wirbeln nur die Hälfte der Brücke getroffen werden kann:

$$\frac{184}{8}\,(26,9 + 32) \,.\, 1,5^{k} = 2,03^{T} = \hat{Y}_{1/2\, l}.$$

Soll nun bei diesem Winddrucke die seitliche Biegung $\frac{1}{2500}$ der Weite nicht überschreiten, so hat man F_y'' aus der Gleichung: $F_y'' \,.\, \sin 2\,\varepsilon = 0,0156 \,.\, \hat{Y} \,\square^{dm}$ zu berechnen, daher aus $F_y'' = 0,016\, \hat{Y}$ im vorliegenden Falle.

Hieraus findet man

für die Mitte . . $F_y'' = 0,032 \,\square^{dm}$, und

für das Auflager . $F_y'' = 0,130 \,\square^{dm}$.

Da die Spannungsintensität durch die seitlichen Stösse der bewegten Last eine sehr geringe ist, und selbst im Zusammenfallen derselben mit einem Sturme nur eine Oscillation um die Biegungslinie entsteht, so hat man nur die grössten der oben ermittelten Werthe zu nehmen.

Die Flächen der e i n z e l n e n Diagonalen erhält man aus der nunmehr bekannten Projection durch Construction oder Berechnung in den Fächern:

	I — II,	II — III,	III — IV,	IV — V
zu	$0,15 \,\square^{dm}$,	$0,12 \,\square^{dm}$,	$0,09 \,\square^{dm}$,	$0,07 \,\square^{dm}$.

Diesen Flächen entsprechen die Flacheisen von

$$\frac{120^{mm}}{13},\quad \frac{120^{mm}}{10},\quad \frac{100^{mm}}{10},\quad \frac{80^{mm}}{10}$$ (Fig. 7—10),

wobei die Breite derselben um den Durchmesser einer Nietöffnung vergrössert ist. —

4. Auflager. Der Auflagerdruck beträgt für die ständige und grösste veränderliche Belastung zusammen nach Fig. 4 $39{,}3^T$. Die Auflagerfläche des Stuhles auf Stein hat, wenn man $2{,}0^T$ als grösst-zulässigen Druck pr. $\square^{dm}$ Steinfläche annimmt, $\frac{39{,}3}{2{,}0} = 20\ \square^{dm}$ zu sein.

Wenn die Stützplatte (E, Fig. 12) eine Länge von $3{,}2^{dm}$ erhält, so wird der Druck pr. Decimeter $\frac{39{,}3}{3{,}2} = 12{,}3^T$; die Platte ist aus Stahl gefertigt.

Die 3 Walzen erhalten bei $3 \,.\, 3{,}5 = 10{,}5^{dm}$ Gesammtlänge pr. Decim. $\frac{39{,}3}{10{,}5} = 3{,}75^T$ Druck; hiefür genügen gusseiserne Rollen von 1^{dm} Durchmesser.

Bestimmt man nämlich die Anzahl gusseiserner Walzen (nach Dr. E. Winkler, Vorträge über Brückenbau, Seite 256) aus der Gleichung:

$$\nu = \frac{5 \,.\, \hat{D}}{l \sqrt{\beta^3 \,.\, d}}, \text{ in welcher}$$

ν die Anzahl der Rollen,

$\hat{D}$ den ganzen Druck auf ein Rollenlager,

l die Länge einer Rolle in Centimetern,

β den grössten zulässigen Druck pr. Flächeneinheit, also hier pr. $\square^{cm}$,

d den Durchmesser der Rollen in Centimetern bezeichnet, so wird, da β im Mittel zu $0{,}75^T$ anzusetzen ist:

$$\nu = \frac{5 \,.\, 39{,}3}{35 \sqrt{0{,}75^3 \,.\, 10}} = \frac{196{,}5}{73{,}5}$$

also $\nu = 3$.

Einfacher noch würde sich ν aus einer andern, ebendaselbst befindlichen Gleichung berechnen lassen, die für gusseiserne Walzen im Mittel sich ergibt zu

$$\nu \,.\, l \,.\, d = 30 \,.\, \hat{D}, \text{ und}$$

für Stahlwalzen zu

$$\nu \,.\, l \,.\, d = 24 \,.\, \hat{D}.$$

Aus ersterer Gleichung wird für unseren Fall:

$$\nu = \frac{30 \,.\, 39{,}3}{10 \,.\, 35} = \frac{1179}{350},$$

also wie vorhin $\nu = 3$. —

Der Rollstuhl (B, Fig. 11) soll bei unvollkommenem Auflager der Walzen auf der unteren Platte, falls sich letztere biegen sollte, nicht brechen, und daher die Pressung von der Stützplatte auf die äusseren Walzen übertragen können. Betrachtet man 47^T pr. $\square^{dm}$ als äusserste zulässige Spannung im Gusseisen, so erhält man für die Mitte des Rollstuhles, dessen Breite mit b und Höhe mit h bezeichnet sein soll, die Relation:

$$\frac{\Theta \,.\, \dot{a}}{m} = \tfrac{1}{6}\, b h^2 \,.\, \dot{a} = \mathfrak{M} = 1{,}1 \,.\, 39{,}3$$

$$b h^2 = 6{,}6 \,.\, 0{,}84.$$

Setzt man $b = 4^{dm}$, so wird

$$h^2 = 1{,}38 \text{ und}$$

$$h = 1{,}18^{dm} \text{ (massiv)},$$

so dass der Rollstuhl eine Höhe von rund 120^{mm} erhalten muss (B, Fig. 11). —

In Fig. 2 sind unter den Pfosten eingeklammerte Zahlen, welche die Ueberhöhung der Gurtung über eine durch die Stützpuncte gelegte Horizontale bedeuten, angegeben. Diese Ueberhöhung beträgt 5^{mm} bei Punct 2, 8^{mm} bei Punct 3, 9^{mm} bei Punct 4 und 10^{mm} in der Mitte. Die einzelnen Zahlen sind in der Art berechnet, dass die Mittellinie der Gurtung durch die elastische Einbiegung, welche in Folge der ständigen und der grössten zufälligen Belastung entsteht, in die horizontale Lage übergeht, unter diese also nie herabfällt.

Nach dem Vorgange Gerber's berechnen wir diese Einbiegung (und bezw. die Ueberhöhung) aus der Gleichung:

$$f_x = \tfrac{1}{4} \,.\, \frac{\hat{q}}{\acute{\varepsilon} \,.\, \Theta} \,.\, \frac{l^2}{4} \,.\, x\,(l - x), \text{ in welcher}$$

f_x die Einbiegung in der Entfernung x vom Auflagerpunct,

l die Stützweite,

Θ das Trägheitsmoment der Gurtungsquerschnitte in der Mitte, bezogen auf die neutrale Axe,

$\hat{q} = \hat{p} + \hat{k}$, $\hat{p}$ das als gleichmässig vertheilt anzunehmende Eigengewicht pr. Längeneinheit, $\hat{k}$ eine ebenso auf letztere bezogene, gleichmässig vertheilte Last, welche in der Mitte dieselbe Anstrengung der Gurtungen hervorruft, wie die grösste vorkommende Verkehrslast, und

$\acute{\varepsilon}$ den Elasticitätsmodul, welchen wir mit 150000^T pr. $\square^{dm}$ einsetzen, bezeichnet.

Diese Formel gibt Werthe, die sehr gut mit den Resultaten angestellter Versuche übereinstimmen und ist sowohl für Träger mit geraden und parallelen Gurten, als auch für solche mit gebogenen Gurten verwendbar, wenn deren Querschnitte, entsprechend den wirkenden Kräften, also nach dem Principe der gleichen Flächenspannung, gewählt sind.

Für das vorliegende Beispiel ist:

$l = 184^{dm}$; ferner wird Θ, da der Querschnitt der oberen Gurtung in der Mitte nach Seite 106 $F = 1{,}44\ \square^{dm}$ und der Querschnitt der unteren Gurtung daselbst $F_3 = 1{,}35\ \square^{dm}$ gefunden wurde,

$$\Theta = (1{,}44 + 1{,}35) \,.\, \frac{h^2}{4}, \text{ worin}$$

$h = 23^{dm}$ die geometrische Höhe bedeutet, also $\Theta = 372^{dm^4}$;

$\acute{\varepsilon} = 150000^T$ pr. $\square^{dm}$;

$\hat{p} = \frac{6{,}4 + 6{,}4}{184} = 0{,}07^T$ pr. dm;

$\hat{k}$ wird, da in der Mitte die Anspruchnahme $51{,}6^T$ (Fig. 4) beträgt, erhalten aus der Gleichung

$$\mathfrak{M} = \hat{S} \,.\, h = \frac{\hat{k}\, l^2}{8} \text{ zu } 0{,}28^T \text{ pr. dm},$$

also $\hat{p} + \hat{k} = 0{,}35^T$ pr. dm.

Setzt man aber diese Werthe in obige Gleichung ein, so wird in der Mitte:

$$f_{1/2\,l} = \frac{1}{4} \cdot \frac{\hat{q}}{\varepsilon \cdot \Theta} \cdot \frac{l^4}{16} = \frac{1}{4} \cdot \frac{0{,}35 \cdot 184^4}{150000 \cdot 372 \cdot 16} = 0{,}3 \cdot 0{,}35 =$$

$0{,}105^{dm}$, also 10^{mm}.

Bei Punct 1 wird erhalten

$$f_1 = \frac{1}{4} \cdot \frac{0{,}35}{150000 \cdot 372} \cdot \frac{184^2}{4} \cdot 23\ (184 - 23)$$

$f_1 = 0{,}05^{dm}$, also 5 Millimeter.

In ähnlicher Weise finden sich die übrigen Zahlen, welche zunächst die Einsenkungen des Trägers angeben, und hiemit die Ueberhöhungen, die nothwendig sind, damit der oben ausgesprochenen Forderung Genüge geleistet wird. —

Blatt 36 und 37.

Bahnbrücke über die Pegnitz.

(Linie Nürnberg-Neuhaus.)

Vor Beschreibung dieser Brücke soll in anderer Weise als in dem vorhergehenden Beispiele, anschliessend an die auf Seite 21 u. ff. angegebene Berechnung des Tragbalkens, die Berechnung des einfachen Fachwerks mit einer durch Tenderlocomotiven und Güterwägen gebildeten concentrirten Belastung gezeigt werden.

Da beim Fachwerk die Lasten nicht unmittelbar von der Tragwand aufgenommen werden, sondern gewöhnlich von untergeordneten Längsträgern (Schwellenträgern), deren Druck auf Querträger übertragen und durch diese an den Knotenpuncten in die Fachwerkträger eingeführt wird, so treten einige Unterschiede gegen die frühere Berechnungsweise auf.

Im Nachfolgenden sind zunächst die Auflagerdrücke, die Momente und Verticalkräfte, sodann die Gurtungs- und Diagonalspannungen für das einfache, durch vorrückende concentrirte Lasten angegriffene Fachwerk zu bestimmen.

Das Fachwerk ist in der Regel in gleiche Fache (Fachweite $= d$) getheilt und es ist, wenn die Anzahl der Fache (Fachzahl) mit λ bezeichnet wird, $\lambda d = l$. Die Last in irgend einem Fach (Fachlast) soll durch $\hat{F}$ angegeben und, wo nichts Anderes bemerkt, das Fach zwischen x und $x + d$ gemeint sein.

Der Auflagerdruck $\hat{A}$ bleibt, wie leicht ersichtlich, für eine gegebene Belastung in bestimmter Stellung derselbe, ob diese direct oder indirect auf den Träger wirkt.

Die Momente $\mathfrak{M}$ stimmen in beiden Fällen blos an den Knotenpuncten überein. Wenn die $\mathfrak{M}$ der directen Belastung durch die Ordinaten einer Curve, der Momentencurve, vorgestellt werden, so sind die $\mathfrak{M}$ der indirecten Belastung durch die Ordinaten eines Polygons vorzustellen, welches der Momentencurve einbeschrieben ist.

Da bei Berechnung des Fachwerks nur die $\mathfrak{M}$ der Knotenpuncte nöthig sind, so genügt auch hier die früher gegebene Berechnungsweise der Momentenwerthe.

Die Werthe von $\hat{V}$ bei directer und indirecter Belastung weichen von einander ab. In letzterem Falle liefert jede einzelne Last gewöhnlich zwei Knotendrucks-Componenten und die Summe aller einem Knotenpuncte zugehörigen Componenten derjenigen Lasten, welche in den Fachen links und rechts von ihm stehen, gibt den Gesammt-Knotendruck $\hat{K}$.

Wie das $\hat{V}$ der directen Belastung durch die Ordinaten einer Staffellinie, welche bei jedem Lastsitz um die Grösse der Last abnimmt, vorzustellen ist, so wird das $\hat{V}$ der indirecten Belastung durch die Ordinaten einer anderen Staffellinie versinnlicht, welche in jedem Knoten um den Knotendruck $\hat{K}$ abnimmt. Innerhalb eines Faches bleibt $\hat{V}$ bei gegebener Laststellung unverändert.

Die Werthe $\hat{V}$ sowie max. $\hat{V}$ der indirecten Belastung sind nunmehr neu aufzustellen.

Analog der bei directer Belastung geltenden Gleichung $\hat{V} = \hat{A} - \Sigma_0^x \hat{P}$ wird aber offenbar für indirecte Belastung

$$\hat{V} = \hat{A} - \Sigma_0^x \hat{K}.$$

Nach Seite 24 hat sich ergeben, dass bei directer Belastung max. $\hat{V}$ für einen Querschnitt x dann eintritt, wenn keine oder nur eine Last links von x steht. In derselben Weise wird bei indirecter Belastung das max. $\hat{V}$ des Faches in der Regel dann vorhanden sein, wenn nur ein oder kein Knoten links von demselben belastet ist.

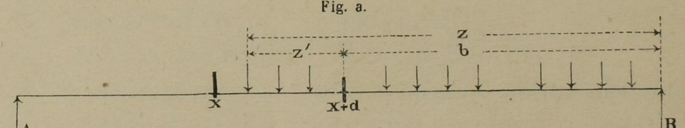
Welcher von beiden Fällen unter gegebenen Verhältnissen max. $\hat{V}$ liefert, lässt sich auf Grund nachstehender Auseinandersetzungen entscheiden.

Wenn unter $\hat{K}$ der Knotendruck an der Stelle x verstanden wird, so hat man im Fache (x bis $x + d$)

$$\hat{V} = \hat{A} - \hat{K}.$$

Hierin ändert sich aber, wenn der Lastenzug nach Fig. a vom Knoten $x + d$ ins Fach herein gegen x vorrückt, $\hat{K}$ ebenso, wie auf Seite 22 früher für $\hat{A}$ gezeigt worden ist.

Fig. a.



Es ist $\hat{K}_z = \Sigma \frac{\hat{P}}{d} (z' - c) = \frac{\hat{F}}{d} (z' - c_0')$, oder

$$\hat{K}_z = \frac{\hat{F}}{d} (z - c_0' - b). \quad \ldots \ldots \quad (1)$$

Da nun $\hat{A}_z = \frac{\hat{Q}}{l} (z - c_0) = \frac{\hat{Q}}{\lambda d} (z - c_0)$, so wird für die Zugslänge z das $\hat{V}$ ausgedrückt durch

$\hat{V}_z = \hat{A}_z - \hat{K}_z$, oder auch

$$\hat{V}_z = \frac{1}{d} \left[\frac{\hat{Q}}{\lambda} (z - c_0) - \hat{F} (z - c_0' - b) \right]. \quad \ldots \quad (2)$$

Bildlich erscheint $\hat{V}_z$ als die Differenz der Ordinaten der beiden Polygone $\hat{A}_z$ und $\hat{K}_z$ (Blatt G, Fig. 2) und max. $\hat{V}_z$ findet sich an jener Stelle, an welcher die an-