Eisenbahn-Balkenbrücken

Ihre Konstruktion und Berechnung nebst sechs zahlenmäſsig durchgeführten Beispielen

von

Johannes Schwengler
Ingenieur

Mit 84 Textfiguren und 8 lithographischen Tafeln

Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH
1913

Eisenbahn-Balkenbrücken

Ihre Konstruktion und Berechnung nebst sechs zahlenmäfsig durchgeführten Beispielen

von

Johannes Schwengler
Ingenieur

Mit 84 Textfiguren und 8 lithographischen Tafeln

Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH
1913

ISBN 978-3-642-90390-8 ISBN 978-3-642-92247-3 (eBook)
DOI 10.1007/978-3-642-92247-3

Softcover reprint of the hardcover 1st edition 1913

Vorwort.

Die Zahl der dem Eisenbau sich widmenden Techniker wächst von Jahr zu Jahr. Außer den technischen Hochschulen bringt jedoch nur eine verschwindend kleine Zahl der mittleren Fachschulen den eisernen Brückenbau als einen besonderen, seiner Bedeutung entsprechenden Lehrgegenstand. Oft wird der Brückenbau unter Maschinenbau oder unter den allgemeinen Eisenkonstruktionen mit erledigt.

Einem so vorgebildeten Techniker können aber weder Handbücher noch in ihrer Art hervorragende und anerkannte Spezialwerke Nutzen bringen. Bei ihnen findet nur der durchgerechnete und durchkonstruierte Entwurf volles Verständnis. Dieser versagt dem Auskunftbegehrenden niemals. Hier findet er Fahrbahn- und Hauptträger, Anschlüsse, Windverband, Stöße, Lager usw. Vor allem hat er hier ihren aufbaulichen Zusammenhang und sieht sofort, welche Aufgabe jede Trägerart zu erfüllen hat.

Eine Schwierigkeit bei der Bemessung des zu bringenden Materials war die zur Fülle des Stoffes im Widerspruch stehende gebotene Beschränkung auf ein in sich geschlossenes Ganzes.

So genügten dem beabsichtigten Zwecke vollauf die einfachen Balkenbrücken. Aus rein äußerlichen Gründen mußte vorerst auf die Straßenbrücken verzichtet werden, um das Buch nicht zu umfangreich zu gestalten.

Der Verfasser will das bringen, was dem Brückenbauer gewissermaßen das tägliche Brot sein muß. Wenn auf die preußischen Vorschriften besonderes Gewicht gelegt wurde, so ist dies ohne weiteres verständlich, da überdies diese Vorschriften auch in vielen außereuropäischen Staaten beachtet werden.

Durch das Kapitel über Einflußlinien, die kurz aber ausreichend gebracht werden, ist jedoch die Abhängigkeit des Buches von irgendwelchen besonderen Belastungsvorschriften wieder aufgehoben.

Den Zahlenbeispielen und Entwürfen geht ein allgemeiner Teil voraus, dessen Eigenart dem mit der Literatur vertrauten Leser bald ersichtlich wird.

Der Verfasser erachtet es für einen Hauptwert des Buches, daß bei allen Angaben und Berechnungen nicht die möglichen Fälle erläutert werden, sondern daß kurz und klar gesagt wird, so und nicht anders wird es gemacht.

Hamburg, im April 1913.

Johannes Schwengler.

Inhaltsangabe.

I. Allgemeiner Teil.

II. Beispiele.

I. Allgemeiner Teil.

A. Bauliche Ausbildung der eisernen Eisenbahnbrücken.

1. Hauptträger.

Bei jeder Brücke müssen sowohl die Stützweite als auch die Bauhöhe bekannt oder gegeben sein. Die Stützweite ergibt sich, wenn sie nicht direkt gegeben ist, aus der lichten Öffnungsweite zwischen den Widerlagern, und zwar daraus, daß die Vorderkante der Lagerfußplatte einen Abstand von Vorderkante -Widerlager haben muß.

Dieser Abstand beträgt bei kleineren Brücken bis zu 10,0 m Stützweite mindestens 10 cm, bei größeren Brücken entsprechend mehr, damit die Kantenpressung nicht zu groß wird.

Die Bauhöhe ist das senkrechte Maß von Oberkante-Fahrbahn oder Schienenoberkante bis Konstruktionsunterkante. Die zur Verfügung stehende Bauhöhe zwingt den Brückenbauer zu unterscheiden zwischen

Fahrbahn oben

und Fahrbahn unten.

Die erstere Bauweise ist die bequemere, erfordert den geringeren Materialaufwand und ist überall da anzuwenden, wo die Bauhöhe nicht beschränkt ist. Die Fahrbahn wird unten angeordnet oder versenkt, wenn nur wenig Höhe für ihre Ausbildung zur Verfügung steht.

a) Walzträger.

Die Hauptträger kleinerer Brücken mit unbeschränkter Bauhöhe werden aus Walzträgern gebildet. Es kommen hier fast ausschließlich die Grey-Profile oder Differdinger Träger in Frage, welche ein größeres Widerstandsmoment besitzen als die gleich hohen Normalprofile. Die Grenze für ihre Anwendung ist dadurch gegeben, daß die Höhe vollwandiger Hauptträger mindestens $^1/_{10}$ bis $^1/_{12}$ der Stützweite betragen soll.

Also $$h = {}^1/_{10} \text{ bis } {}^1/_{12}\, l.$$

Obgleich jetzt Differdinger bis zu 1,0 m Höhe gewalzt werden, pflegt man nicht bis zu 10,0 m oder 12,0 m Stützweite aus Walzträgern zu konstruieren, sondern nur bis zu 8,0 m, so daß also I 65 B die Grenze der zu verwendenden Profile darstellt. Die Profile I 70 B bis I 100 B würden sonst einem gleich hohen Blechträger gegenüber zu schwer werden und damit das Bauwerk unnötig verteuern.

Hiergegen ist jedoch anzuführen, daß eine leichtere Konstruktion nicht immer billiger sein muß als die schwerere. Das Nieten, Bohren, Beschneiden, Zusammenpassen und Aufstellen der einzelnen Konstruktionsteile ist ein Hauptfaktor bei der Kalkulation und wird in Zukunft immer mehr zu beachten sein, je mehr die Löhne steigen. Veranschaulicht wird dieser Umstand am besten dadurch, daß der Tonnenpreis für schwierige Konstruktionen vom Doppelten bis zum Zehnfachen des Rohmaterials, d. h. von 240 M. bis 1200 M. ansteigt.

Bis zu $\sim$ 8,0 m Stützweite wird also ohne weiteres der Differdinger Träger vorzuziehen sein. An der Grenze selbst und darüber hinaus ist genau festzustellen, ob der einfachere, aber schwerere Walzträger dem zusammengesetzten, genieteten aber leichteren Blechträger noch vorzuziehen ist.

(In Ausnahmefällen, wo die allzu geringe Bauhöhe selbst eine Trägerhöhe von $h = \frac{1}{15} l$ rechtfertigt, sind auch schon Differdinger mit Gurtplatten verwendet worden, jedoch kann eine solche Konstruktion nicht als nachahmenswert empfohlen werden.)

Die Walzträger werden durch auf den Steg genietete Aussteifungswinkel verstärkt, welche Winkel gleichzeitig als Anschlüsse der Quersteifen dienen (siehe Beisp. 1).

b) Blechträger.

Bei Brücken von 8,0 m bis zu 25,0 m Stützweite bestehen die Hauptträger aus Blechträgern. Jedenfalls ist der Blechträger bis zu 20 m Stützweite ohne weiteres dem Fachwerkträger vorzuziehen. Von da ab ist von Fall zu Fall zu entscheiden, ob ein Fachwerkträger — vielleicht um das Landschaftsbild nicht zu stören — vorzuziehen ist. Die Höhe der Blechträger schwankt zwischen $\frac{1}{8}$ und $\frac{1}{10}$ der Stützweite und kann bis $\frac{1}{12}$ sinken. Je höher der Träger ist, umso leichter ist er (bei gleichem Widerstandsmomente), und umso geringer ist die Durchbiegung. Bei Fahrbahn oben, wo der Träger nach Belieben ausgebildet werden kann, wird also festzuhalten sein:

$$h = \frac{1}{8} \text{ bis } \frac{1}{10} l.$$

Die Blechwand ist durch senkrechte Winkeleisen außen und innen auszusteifen, deren Entfernung voneinander schon durch die Feldeinteilung in den meisten Fällen gegeben sein wird und zwischen 1,0 m und 1,5 m schwankt.

Bei Fahrbahn oben dienen die Aussteifungswinkel gleichzeitig zum Anschlusse der Querkreuze (siehe Beisp. 2) und bei Fahrbahn unten zum Anschlusse der Querträger (siehe Beisp. 3). Die Aussteifungswinkel legen sich oben und unten gegen die Gurtwinkel und werden aufgefuttert, nicht gekröpft; sie werden an den Trägerenden und dort, wo sie gleichzeitig Anschlußwinkel sind, doppelt angeordnet, sonst einfach.

c) Fachwerkträger.

Hier haben sich im modernen Brückenbau besonders 2 Systeme herausgebildet, die als maßgebend gelten können: der Trapezträger oder der Parallelträger mit abgeschrägten Enden und der Halbparabelträger.

Man verzichtet auf die Vorzüge der Parabel-Pauli- und Schwedlerträger und bevorzugt einfache Formen mit abwechselnd steigenden und fallenden Diagonalen. Sämtliche Diagonalen werden steif und drucksicher ausgebildet, um das Schlingern und Klappern der langen Flacheisendiagonalen zu vermeiden. Aus demselben Grunde sind bei den neueren Brücken Gegendiagonalen nicht vorhanden.

Für Stützweiten von 24,0 bis 44,0 m:

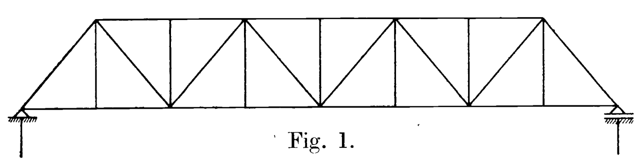

Fig. 1.

Von 45,0 m bis 60,0 m:

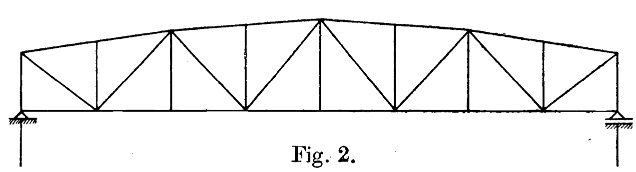

Fig. 2.

oder:

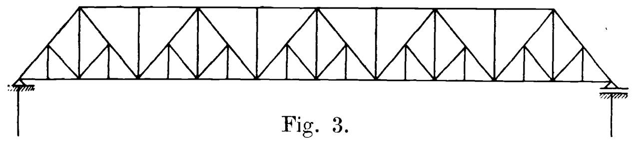

Fig. 3.

Für größere Stützweiten:

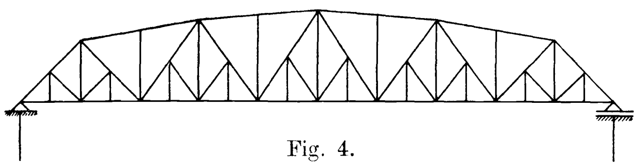

Fig. 4.

Durch die Teilung der Füllungsstäbe und Aufhängung der Fahrbahnträger an Zwischenvertikalen hat man es in der Hand, die Feldweiten einzuschränken und damit die Fahrbahnträger unabhängig von der Stützweite der Brücke zu machen. Auch wachsen die Querschnitte langer Druckstäbe nicht über alle Grenzen, da die Längen nach Belieben eingeschränkt werden können.

So kann der entwerfende Ingenieur unter kluger Berücksichtigung all dieser Punkte in kühnster Weise vorgehen, ohne befürchten zu müssen, daß seine Entwürfe in Wirklichkeit nicht ausführbar sind; denn der amerikanische Brückenbau hat bewiesen, daß er vor keiner Aufgabe zurückschreckt. Der Parabelträger findet als sogenannter Fischbauchträger bei Brücken mit obenliegender Fahrbahn noch häufig Verwendung, wo die lichte Durchfahrtshöhe nicht beschränkt und deshalb Platz für die Ausbildung des Trägers nach unten hin vorhanden ist (siehe Beisp. 5).

Um ein unschönes Durchhängen bei größeren Brücken zu vermeiden, wählt man in neuerer Zeit die Höhe möglichst groß und zwar

$$h = \frac{1}{6} - \frac{1}{7} l.$$

Bei großen Höhen werden auch die Spannkräfte in den Gurten klein, so daß in der Mehrzahl der Fälle mit der größeren Höhe eine Gewichtsverminderung Hand in Hand geht, welche allerdings durch die größere Länge der Füllungsstäbe wieder ausgeglichen werden kann.

Bei großen Balkenbrücken mit horizontalem Untergurt pflegt schon das Eigengewicht in Brückenmitte einen Durchhang zu erzeugen, welchen die Werke dadurch vermeiden, daß sie den Untergurt mit $^1/_{1000}$—$^1/_{1500}$ Stich montieren.

2. Fahrbahnträger.

a) Längsträger.

Die Längsträger nehmen die Lasten direkt auf, übertragen sie auf die Querträger und diese auf die Hauptträger, wie in den Beispielen 3 bis 6 dargestellt. In all diesen Fällen sind es eigentliche Längsträger oder Längsträger zweiter Ordnung oder sekundäre Längsträger, weil sie parallel mit den Hauptträgern in der Längsrichtung laufen und die letzteren gewissermaßen die Längsträger erster Ordnung darstellen. Bei kleinen Walzträgerbrücken sind nur Schwellenträger vorhanden, und Haupt- und Längsträger sind gleichbedeutend (siehe Beisp. 1).

Die Längsträger werden aus I-Eisen gebildet, und zwar aus Normalprofilen und Differdingern. Die preußische Eisenbahnverwaltung schreibt für alle Fahrbahnträger, wenn irgend angängig, Walzträger vor, wie sie überhaupt für alle Träger und Stäbe im Brückenbau die Wahl von Walzträgern empfiehlt. (Die süddeutschen Verwaltungen bevorzugen die genieteten Träger.)

Im allgemeinen kann die Stützweite von 5,0 m als das Maximum angesehen werden, so daß Normalprofile oder Differdinger stets ausreichen, da die ersteren bis I N. P. 60 und die letzteren sogar bis I 100 B gewalzt werden.

b) Querträger.

Die Querträger laufen senkrecht zur Fahrt- oder Längsrichtung und verbinden die Hauptträger miteinander. Sie nehmen die Lasten von den Längsträgern auf und übertragen sie auf die Hauptträger (siehe Beispiele 3—6). Auch hier wird man bei einfachen Balkenbrücken und besonders eingleisigen Brücken mit Walzträgern auskommen. Bei mehrgleisigen Brücken wird man jedoch wegen der großen Belastung und der Stützweite zu Blechträgern übergehen müssen.

3. Fahrbahntafel.

a) Bettung ist vorhanden.

Die Bettung, aus Kies oder Steinschlag bestehend, ruht auf Buckelplatten und wird durchgeführt, d. h. über die Brücke geführt. Sie wirkt schalldämpfend, und Regen und Spritzwasser der Lokomotive werden aufgefangen und besonders abgeführt. Derartige Konstruktionen kommen deshalb auf freier Strecke nicht vor, sondern nur als Straßenüberführungen mit belebtem Verkehr, wo eine wasserdichte Abdeckung im Interesse des Publikums geboten erscheint. Die Buckelplatten kommen in allen erforderlichen Abmessungen mit quadratischem und rechteckigem Grundrisse bis zu 2,0 m Seitenlänge vor. Diese immerhin beschränkte Größe der Buckelplatten bestimmt die Grundrißgestaltung dieser Brücken. Die folgenden 3 Figuren zeigen drei verschiedene Anordnungen:

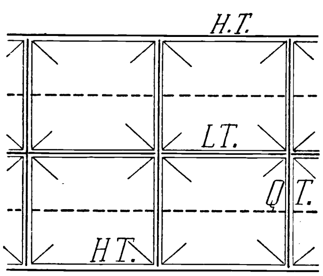

Fig. 5.

Im ersten Falle einer eingleisigen Brücke ist ein mittlerer Längsträger durchgeführt, da es Buckelplatten von so großen Längsseiten, daß sie über die ganze Breite der Brücke reichen, nicht gibt (siehe Beisp. 3). Die Platten ruhen nun einerseits auf den Querträgern, andererseits auf den mittleren Längsträgern und auf Winkeln, die auf den Steg der Hauptträger genietet sind.

Dieser Fall ist maßgebend für alle eingleisigen Brücken bis zu 4,0 m Brückenbreite.

Fig. 6 zeigt den Grundriß einer zweigleisigen Brücke. Hier sind wegen der begrenzten Länge der Buckelplatten auch noch seitliche Längsträger erforderlich, und da der Abstand der Querträger in den meisten Fällen auch zu groß ist, sind Zwischenquerträger angeordnet.

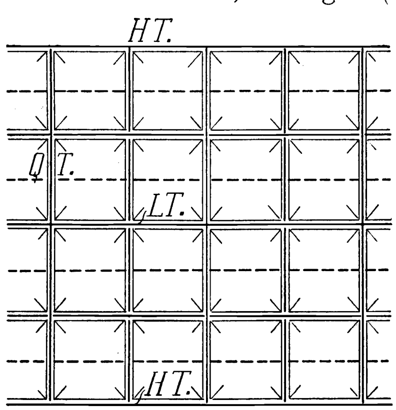

Fig. 6.

Fig. 7 bringt Anordnungen, wie sie das Werk Gustavsburg der Nürnberger Maschinenbau-A.-G. bei der Hamburger Hochbahn ausgeführt hat. Hier ist auf die Längsträger ganz verzichtet worden, und es sind außer den Hauptträgern nur Querträger verwendet. Die letzteren liegen ziemlich dicht und tragen Tonnenbleche, die an ihren freien runden Enden verlascht sind.

Die punktierten Linien geben in allen drei Grundrissen die Lage der Entwässerungsrinnen an. Jede Buckelplatte oder jedes Tonnenblech trägt unten eine besondere Tropftülle, ein kleines Röhrchen von im Durchschnitt 30—50 mm lichtem Durchmesser, das in die längs der Brücke laufenden Rinnen aus [- oder gebogenem Flacheisen entwässert. Die letzteren sind entweder an den Unterflanschen der Querträger aufgehängt oder sind durch die zu diesem Zwecke durchlochten Stege der Querträger hindurchgeführt. Sie führen durch ein Gefälle von $\sim 1/_{100}$ das Wasser in eine Querrinne ab, die auf dem vorspringenden Mauerwerk der Widerlager aufgesattelt oder an dem aufgehenden Schildmauerwerk durch Steinschrauben befestigt ist. Das Wasser der Querrinne wird schließlich von einem Abfallrohr aufgenommen.

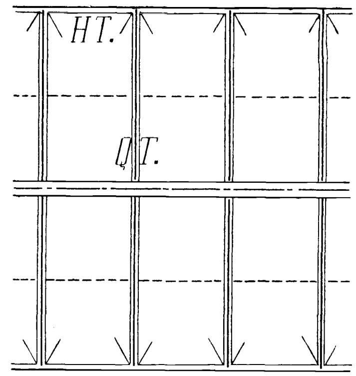

Fig. 7.

An jedem Brückenende ist ein sogenanntes Schleppblech mit einem Kieskasten angeordnet, der die Bettung auch über die Lageröffnung hinwegführen soll. Der Abstand zwischen Querträger und Vorderkante-Widerlager soll möglichst klein sein, damit das Schleppblech nicht zu weit frei liegt, und keine wesentlichen Biegungsspannungen auftreten. Die in Beispiel 3 dem Schleppblech gegebene geringe Neigung darf streng genommen nur am festen Lager vorkommen; am beweglichen Lager muß das Schleppblech horizontal liegen. Der Rücken des Widerlagers muß gut isoliert sein, und eine Steinpackung hat eine glatte Entwässerung nach hinten zu gewährleisten.

Die Lücken zwischen den Rändern der einzelnen Buckelplatten oder Tonnenbleche sind mit Asphaltkitt oder durch besondere Flacheisenlaschen zu überdecken.

Die Stärke der Bettung ergibt sich daraus, daß zwischen Unterkante- Schwelle und Oberkante-Fahrbahntafel noch eine Bettungsstärke von 15 cm vorhanden sein soll. Die normale Schwelle hat eine Höhe von 16 cm, und der Stich der gewölbten Buckelplatte schwankt zwischen $1/_{10}$ und $1/_{15}$. Damit beträgt die durchschnittliche Bettungsstärke 36 cm.

b) Bettung ist nicht vorhanden.

Die normale Ausführung der Fahrbahntafel von Brücken auf freier Strecke besteht in Querschwellen aus Eichenholz, die durch kiefernen Bohlenbelag abgedeckt werden.

Die Schwellen sollen nach den neueren Vorschriften eine Größtentfernung von 60 cm von Mitte zu Mitte haben. Sie sind durch ungleichschenklige Winkel auf den Obergurten der Schwellenträger befestigt (siehe Beispiel 1, 2 und 4).

Da bei eingleisigen Bauwerken die Lastenzüge von links nach rechts und umgekehrt verkehren, so sitzen hier die Befestigungswinkel — meist $\measuredangle$ 80 · 120 · 10 — abwechselnd links und rechts von den Schwellen.

Man pflegt heut die Schwellen nicht mehr aufzukämmen, sondern sie glatt und ungeschwächt zu verlegen. Sind bei Blechträgern durch das Vorhandensein von mehreren Gurtplatten Höhenunterschiede auszugleichen, so werden die Schwellen höchstens in Trägermitte aufgekämmt, an den Trägerenden jedoch glatt verlegt, wobei die fehlenden Lamellenstärken, wenn erforderlich, durch Futter ersetzt werden.

Bei Fahrbahn oben schreibt die preußische Eisenbahnverwaltung eine „Entgleisungsschutz-Vorrichtung“ vor. Man pflegt dieselbe schon von 10 m Stützweite ab einzubauen. Sie besteht aus kiefernen „Streichbalken“ vom Querschnitte 20/20 cm außerhalb des Gleises und eisernen Längsschienen $\perp$ N. P. 10/20 innerhalb des Gleises.

Auch bei größeren Balkenbrücken mit untenliegender Fahrbahn werden oft die Streichbalken eingebaut, um ein Anlaufen entgleister Fahrzeuge gegen die Pfosten und Diagonalen nach Möglichkeit zu erschweren.

4. Anschlüsse.

Die üblichen Anschlußwinkel der Längsträger an die Stege der Querträger sind ∢ 80 · 80 · 10, ∢ 100 · 100 . 10 und bei geringer Höhe — z. B. Differdinger Trägern — zum Unterbringen der erforderlichen Niete ∢ 80 · 160 · 12 und ∢ 100 · 150 · 12. Die preußische Eisenbahnverwaltung schreibt für diesen Anschluß keine besondere Ausführung vor, und es hängt ganz von der zur Verfügung stehenden Bauhöhe ab, in welcher Höhe der Längsträger an dem Querträger angreift, und ob er mit ihm bündig liegt. So erfordert in Beispiel 3 die Anordnung der Buckelplatten und ihre Auflagerung die Bündigkeit der Fahrbahnträger.

Einer der beiden Anschlußwinkel ist jedoch stets durchzuführen und gilt gleichzeitig als Aussteifungswinkel des Querträgers. Ist der eine Anschlußwinkel ungleichschenklig, so ist dieser durchzuführen und nicht der gleichschenklige. Der auf derselben Seite liegende Flansch des Längsträgers ist auszuklinken.

Die süddeutschen Verwaltungen, die auch für die Querschnitte der Fahrbahnträger die genieteten Träger vorschreiben, empfehlen hier, die Träger bündig zu legen und sie oben überdies durch eine Horizontallasche zu fassen. Begründet wird diese Anordnung damit, daß sich auf einigen Strecken, wo Walzträger verwendet waren, die Bildung von Rissen an den Anschlußstellen bemerkbar machte. (Bei einer Anzahl von Fachwerkbrücken und großen Blechträgern, die im Jahre 1912 die Firma Döbler & Co. in Hamburg für die bulgarischen Staatsbahnen lieferte, und die der Verfasser entwarf, mußten die Fahrbahnträger aus genieteten Trägern hergestellt, im Obergurt bündig gelegt und durch eine Horizontallasche gefaßt werden, obgleich die Sektion für Bahnunterhaltung die preußischen Vorschriften fast wörtlich übernommen hat. Dieser Forderung konnte nur auf Kosten eines sehr gedrückten, damit schweren und unvorteilhaften Querträgers entsprochen werden, da die Bauhöhe nur beschränkt war. Überdies erforderte die breite Ausladung des schweren Gurtes der Querträger ein ungewöhnliches Ausklinken der Längsträger im Obergurte.)

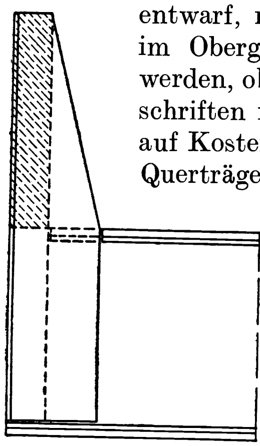

Fig. 8.

Für den Anschluß der Querträger bei Blechträgerbrücken gilt die Bauweise in Beisp. 3. Nur der Obergurt der Querträger ist ausgeklinkt, der untere Flansch ist dicht an den Gurt der Hauptträger herangeführt. Hier ist der gleichschenklige Winkel, der jedoch gleichzeitig Aussteifungswinkel des Hauptträgers ist, durchgeführt, der ungleichschenklige sitzt zwischen den Flanschen.

Ebenso empfehlenswert ist es, nach Art der Skizze beide Winkel durchzuführen und oberhalb aufzufuttern.

Zur Erhöhung der Quersteifigkeit der Brücken mit versenkter Fahrbahn sind die Eckbleche oberhalb der Querträger eingebaut (Beisp. 3, 4, 6). Über ihre Breite ist von Fall zu Fall zu entscheiden, je nach der zur Verfügung stehenden freien Breite der Brücke außerhalb der Schwellen.

Ihre Höhe ist bei Blechträgerbrücken ohne weiteres bestimmt, wo sie bis zum Obergurt der Hauptträger reichen. Bei Fachwerkbrücken ohne oberen Windverband, den oben offenen Brücken, sind die Eckbleche so weit hinaufzuführen, daß eine hinreichende Quersteifigkeit gewährleistet ist. Bei Fachwerkbrücken mit einem oberen Verbande, den oben geschlossenen Querschnitten, sind die Eckbleche im allgemeinen nicht so hoch zu führen und es ist hier wieder von Fall zu Fall zu entscheiden. Oft wird das Auge maßgebend sein, um ein möglichst passendes Verhältnis von Breite und Höhe des Bleches zu Breite und Höhe des Gesamtquerschnittes herauszufinden.

Sind in den Hauptträgern der Fachwerkbrücken senkrechte Pfosten vorhanden, so werden die Querträger durch Anschlußwinkel an diese angeschlossen. Beim Fehlen der Pfosten dienen die zu diesem Zweck versteiften Knotenbleche zum Anschlusse.

Die Anschlußwinkel fassen und säumen in ihrer Verlängerung die Eckbleche, welche auch an den Querträgern durch die horizontalen Anschlußwinkel aufgesäumt werden. Empfehlenswert sind bei großen Eckblechen auch doppelte Saumwinkel auf den schrägen Endflächen.

Gestattet die Bauhöhe ein Auflegen der Längsträger auf die Querträger, so genügt ein Vernieten der sich berührenden Flanschen nicht. Es ist vielmehr eine besondere Querversteifung nach Art derjenigen des Beispieles 5 einzubauen. Außerdem verbindet ein besonderer Bremsverband die beiden Längsträger und erhöht ihre Sicherheit gegen Umkippen.

5. Stöße.

Beim Blechträger sind zu unterscheiden die Stöße des Stehbleches, der Winkel und der Gurtplatten.

Beim Universalstoß werden sämtliche Querschnittsteile an derselben Stelle gestoßen. Der getrennte Stoß verlegt die einzelnen Stöße auf verschiedene Stellen.

Die letztere Anordnung ist übersichtlicher, die Stoßdeckung ist einfacher und die Vernietung kann immer leicht und durch die im Handel üblichen und normalen erfolgen, während das gleichzeitige Stoßen aller Teile durch die vielen Platten und Winkel unübersichtlich und mitunter recht gewagt erscheint.

Von einer guten Stoßkonstruktion verlangt man selbstverständlich, daß sie zu Bedenken keine Veranlassung gibt. Jedoch aus dem Gefühl heraus, daß der Stoß immerhin ein Gefahrpunkt ist, pflegt man die Stöße beider Hauptträger gegeneinander zu versetzen, um an derselben Stelle der Brücke nicht 2 Stöße zu haben. Beistehende Skizze (wie Beisp. 3) kennzeichnen eine solche Stoßverteilung, welche jedoch nicht in Preußen vorgeschrieben ist.

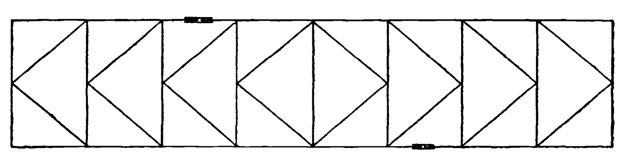

Fig. 9.

Der Stehblechstoß spielt erst bei Brücken über 12,0 m Stützweite eine Rolle, da jetzt schon Bleche in allen gewünschten Abmessungen gewalzt werden und bei 1,20—1,40 m bis zu 12 m erhältlich sind. (Bei der vom Verfasser konstruierten Brücke über die Lipohne an der russischen Grenze wurden die Bleche zu den Trägern von 21,70 m Stützweite in Längen von ~ 7,0 m und Höhen von 2,15 m bei 15 mm Stärke geliefert.)

Während man also bei Blechen und Universaleisen 12,0 m als Größtlänge ansehen darf, werden Profileisen wie Träger und Winkel bis zu 18,0 m Länge geliefert. Ein Winkelstoß ist also bei der Mehrzahl der Fälle nicht erforderlich.

Bei Fachwerkbrücken werden die Stöße auch wegen der begrenzten Längen der einzelnen Profileisen erforderlich. Während man bei gekrümmten Gurten die Stöße an die einzelnen Knickpunkte, d. h. die Knotenpunkte, verlegen wird, wird man bei geraden Gurten die Stöße entweder an die Knotenpunkte oder in die Feldmitten verlegen.

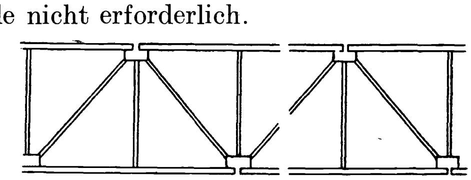

Fig. 10.

Bei zusammengesetzteren Querschnitten wird man auch die Stöße teils an den Knotenpunkten, teils in den Mitten der Felder anordnen.

Auch hier zeigt sich dasselbe Bestreben, mehrere Stöße in demselben Brückenquerschnitte zu vermeiden wie beim Blechträger. Die Stöße des Untergurtes pflegt man gegen diejenigen des Obergurtes zu versetzen.

6. Konsol- und Fußwegträger.

Konsolartige Trägerausbildungen kommen bei einfachen Balkenbrücken an den Fahrbahnenden und als seitliche Fußwegträger vor.

Die Konsolträger an den Fahrbahnenden als Fortsetzungen der Längsträger sind dadurch bedingt, daß der Abstand der letzten Brückenschwelle von der ersten Landschwelle nicht zu groß wird (siehe Beisp. 4). Das auf der Brücke vorgeschriebene Maß von 600 mm wird sich hier nicht einhalten lassen. Es sind folgende Abstände erforderlich:

Halbe Breite der Landschwelle $= \frac{260}{2}$ . . . . $= 130$ mm
Zwischen Landschwelle und Kiesleiste zum Ansetzen der Stopfhacke 150—200 . . . . $= 200$ „
Breite der Kiesleiste . . . . $= 100$ „
Zwischen Widerlager und Konsol . . . . $= 100$ „
Halbe Breite der Brückenschwelle . . . . $= 120$ „
Sa. $= 650$ mm

Dieses Maß von 650 mm wird sich bei versenkter Fahrbahn eben nur durch Einbau von Konsolen zur Auflagerung der letzten Brückenschwelle erreichen lassen.

Diese Konsolträger sind Trägerstücke von demselben Profil wie die Längsträger oder senkrechte, oben zur Schaffung von Lagerflächen durch Winkel gesäumte Bleche. Sie werden je nach der Trägerhöhe und dem damit zur Verfügung stehenden Platz für die Unterbringung der erforderlichen Anschlußniete durch gleichschenklige oder ungleichschenklige Winkel angeschlossen. Reichen auch größere Winkel nicht aus, so pflegt man den Obergurt des Konsols mit dem Obergurt oder Flansch des letzten Längsträgers durch eine Horizontallasche zu verbinden, die durch den Steg des Endquerträgers hindurchgeführt ist.

Die Ausbildung der Fußwegträger ist entweder eine vollwandige oder eine leichte fachwerkartige, wie in Beisp. 3, da nur geringe Lasten aufzunehmen sind, die Ausladung klein ist und in den meisten Fällen einfache und kleine Winkelprofile ausreichen. Die Längsträger der Fußwege sind kleine ⊏-Eisen, N. P. 10—12, die ihrerseits den abdeckenden Bohlenbelag aufnehmen.

7. Windverband.

Die Arten und Anordnungen der Windverbände sind je nach der Art und Bedeutung der Brücke verschieden.

Bei kleinen Schwellenträger-Brücken, wie in Beisp. 1, genügt ein einfacher Diagonalverband, da der Brückenkörper niedrig ist und dem Winde keine große Angriffsfläche bietet. Der Windverband liegt dort, wo die hauptsächlichen Windlasten angreifen, wo sie durch die Radkränze der Fahrzeuge auf die Brückenkonstruktion wirken, wo die Fahrbahn liegt. In Beisp. 1 also im Obergurte der Walzträger.

Bei größeren Blechträgerbrücken mit Fahrbahn oben ist zuerst ein durchgehender Horizontalverband im Obergurt erforderlich. Da an den Enden des Windträgers wie an den Obergurtenden der Hauptträger kein Auflager vorhanden ist, das den Auflagerdruck des Windträgers aufnehmen könnte, so sind an den Enden Querkreuze erforderlich, um den Winddruck in die Lager zu übertragen Um die Zusammengehörigkeit der beiden sonst nur im Obergurt verbundenen Hauptträger und damit ihre Quersteifigkeit zu erhöhen, sind dieselben in bestimmten Abständen, den Feldweiten, durch Querkreuze miteinander verbunden. Eine solche Anordnung bringt Beisp. 2.

Bei Blechbalkenbrücken mit versenkter Fahrbahn liegt die eigentliche Fahrbahn immerhin noch ziemlich hoch über den Untergurten der Hauptträger. Der Verband faßt die Untergurte der Hauptträger, die Knotenbleche sitzen zwischen Untergurt oder Unterflansch der Querträger und Untergurt der Hauptträger. Der Windverband kann hier nicht unmittelbar die die Fahrbahn tragenden Flanschen der Schwellenträger fassen, da seine Glieder sonst mit den Fahrbahnträgern zusammenstoßen würden.

Wird die Bettung durchgeführt, und ist eine durchgehende Blechwand aus Buckelplatten oder Tonnenblechen vorhanden, so ist dieselbe steif genug und macht einen besonderen Windverband entbehrlich (siehe Beisp. 3).

Bei einfachen Balkenbrücken aus Fachwerk, und zwar oben offenen Balkenbrücken, ist der Windverband im Untergurte angeordnet. Die Knotenbleche sitzen zwischen Untergurt - Querträger und Untergurt-Hauptträger. Dieser Verband hat den Winddruck auf die Hauptträger, auf die Fahrbahn und auf das Verkehrsband aufzunehmen. Da hier schon größere Lasten auftreten und die direkt aufnehmenden Tragteile, die Längsträger, besonders beansprucht werden, so sind die letzteren auch durch einen besonderen Verband, den sogenannten Bremsverband, einen Horizontalverband zweiter Ordnung, zu sichern (siehe Beisp. 4 und 5).

Bei Balkenbrücken größerer Stützweite gestattet es die größere Höhe, auch im Obergurte der Hauptträger einen durchgehenden Verband anzuordnen, der den Winddruck auf die Hälfte der Hauptträgerflächen aufnehmen muß. Die Enden solcher Brücken sind mit kräftigen Querrahmen auszustatten, die den Auflagerdruck des Windes aufnehmen und ihn in die Brückenlager fortleiten können. Bei Brücken mit gekrümmtem Obergurt ist oft nur in den mittleren Feldern eine hinreichende Höhe vorhanden. In solchen Fällen ist der obere Verband so weit nach den Brückenenden hin durchzuführen, als es die erforderliche lichte Durchfahrtshöhe der Züge gestattet. Die letztere Bauweise wird in Beisp. 6 veranschaulicht.

Die Mannigfaltigkeit der Windverbände ist damit noch nicht erschöpft. So bietet der Windverband bei den Bogenbrücken ein überaus wichtiges Kapitel, wo jedes Hauptträgersystem auch ihm eigene besondere Windverstrebungen mit sich bringt. Ein näheres Eingehen auf diese Verbände würde jedoch die diesem Buche gesteckten Grenzen überschreiten.

8. Geländer.

Selbst die kleineren Überbauten sind mit einem Geländer zu versehen, das auf den freien Strecken mit möglichst einfachen Mitteln herzustellen ist, wohingegen bei Straßenüberführungen schon ein reicher gegliedertes Geländer angebracht erscheint.

Liegen die Schwellen unmittelbar über den Hauptträgern, so werden die Geländerpfosten an den Schwellenenden befestigt. Entweder an den Seiten direkt durch Schrauben oder vor Kopf durch Winkeleisen. Hierbei bestehen die Stiele aus Winkeleisen. Vierkant- oder Rundeisen werden direkt durch die durchbohrten Schwellen gesteckt und von unten durch eine Mutter angezogen. Die Handleisten bestehen auf freier Strecke meist aus kleinen Winkeleisen, die auf die Stiele gelegt und mit diesen vernietet sind, sonst aus Halbrundeisen. 2 kleine Flacheisen in der Längsrichtung vervollständigen das einfache Geländer. Die letzteren können nun wieder kleine senkrechte Leisten zwischen den Pfosten tragen oder auch diagonal angeordnet sein.

Sind Fußwegkonsole vorhanden, so sitzen die Stiele an den äußeren Konsolknotenblechen.

Bei größeren Fachwerkbrücken, wo keine besonderen Fußwege erforderlich sind, müssen Handleisten und ein bis zwei Längseisen aus Flach- oder Winkeleisen an den Pfosten und Diagonalen der Hauptträger entlang geführt und vernietet sein, wenn nicht vorgezogen wird, ein besonderes Geländer für sich einzubauen.

9. Lager.

Die Lagerkörper sollen aus einfachen, gedrungenen Formen ohne vorspringende Ecken und Kanten bestehen, sagen die preußischen Vorschriften. Sie sollen ferner für die Reparatur, die Reinigung und den Anstrich leicht zugänglich sein.

Das Material sollte eigentlich immer, auch bei den kleinsten Brücken, Stahlguß sein, da im Brückenbau stets große Lasten aufzunehmen sind, und die Verwendung von Gußeisen zu unförmlichen Abmessungen führen würde.

Für Brücken bis zu 15,0 m Stützweite genügen gewölbte Unterlagsplatten, die durch kleine Vorsprünge beim festen Lager in den Untergurt der Hauptträger oder die denselben verstärkende Reibplatte eingreifen und ihn festhalten. Die Platten für das bewegliche Lager erhalten Führungsleisten. Festgelegt wird jede Lagerplatte durch Kreuzrippen oder eine Rippe quer zur Längsrichtung, nicht durch den Auflagerstein unnütz schwächende Steinschrauben. Außerdem werden die Platten mit Zement oder Blei vergossen (siehe Beisp. 2).

Von 15,0 m ab werden die beweglichen Lager als Rollenlager ausgebildet. Die Rolle bewegt sich zwischen einer oberen und unteren Lagerplatte, die am besten nicht mit vorspringenden Nasen versehen werden, um ein Herunterfallen der Rolle zu verhindern, sondern die, wie Beispiel 3 zeigt, möglichst glatt konstruiert werden.

Bis zu 20,0 m Stützweite wird man gewöhnlich mit einer Rolle auskommen.

Bei Verwendung mehrerer Rollen ist man wegen der zentrischen Druckübertragung gezwungen, beim festen und beweglichen Lager Bolzenkipplager zu verwenden (siehe Beisp. 4 und 5).

Streng genommen, sollte man eigentlich mit dem Rollenlager überhaupt als festes Lager das Bolzenkipplager wählen, so daß es theoretisch schon von 15,0 m ab erforderlich wäre. Man pflegt jedoch erst von 20,0 m ab zum Bolzenkipplager überzugehen.

Das Lager wirkt besser, wenn der Lagerstuhl höher ausfällt als der obere Lagerkörper, so daß der Bolzen nicht in die Mitte der Lagerhöhe zu sitzen kommt, sondern etwas oberhalb derselben.

Der Lagerstuhl wird meist aus einem senkrechten Stege und schrägen, die Fußplatte und den Steg versteifenden Rippen bestehen.

Das Rollenlager scheint das früher übliche Stelzenlager zu verdrängen. Die Rollen sind durch einen Führungssrahmen untereinander zu verbinden und in Abhängigkeit zu bringen.

B. Querschnittsbestimmung der einzelnen Konstruktionsteile.

1. Allgemeines über Belastungen und Beanspruchungen.

Bei der Berechnung eines jeden Trägers und jeder Trägerart ist folgendes auseinanderzuhalten:

Die auf den Träger wirkenden Kräfte oder angreifenden Kräfte oder auch die äußeren Kräfte oder Lasten setzen sich zusammen aus:

1. dem Eigengewichte des Trägers selbst,
2. den Eigengewichtslasten der einzelnen Konstruktionsteile, die auf dem Träger ruhen und an ihm befestigt sind,
3. den Nutzlasten oder beweglichen Lasten oder den Verkehrslasten.

Die ganze Eigengewichtslast ist unveränderlich und ständig und kann nur eine bestimmte Wirkung auf den Träger ausüben. Die Verkehrslast ist je nach der Stellung des Lastenzuges über dem Träger von ganz verschiedener Größe und kann demnach ganz verschieden auf den Träger wirken.

Es leuchtet ohne weiteres ein, daß der Träger so gewählt werden muß, daß er der größtmöglichen Belastung gewachsen ist, die durch den darüber verkehrenden Lastenzug hervorgerufen werden kann. Dieser Belastungsfall tritt ein bei der ungünstigsten Stellung des Lastenzuges und ist die ungünstigste oder gefährliche Belastung.

Durch diese Belastungen treten bei einem vollwandigen Träger, einem Walz- oder Blechträger, Biegungsspannungen auf, weil er sich durchzubiegen sucht. Bei einem Fachwerkträger treten in den einzelnen Stäben Zug- oder Druckspannungen auf, weil die in den Knotenpunkten wirkenden Lasten in den Stäben Zug- oder Druckkräfte erzeugen.

Man spricht daher davon, daß ein Träger auf Biegung beansprucht wird, und daß ein Stab auf Zug oder Druck beansprucht wird.

Diejenige Beanspruchung nun, die bei der gefährlichsten und ungünstigsten Belastung auftritt, ist die tatsächliche oder die vorhandene oder die größte vorhandene Beanspruchung. Dieser Beanspruchung gegenüber schreiben die überwachenden Behörden eine Beanspruchung vor, die der Träger, der Stab oder das Material höchstens erleiden darf, die sogenannte zulässige Beanspruchung.

Die größte, gefährlichste oder

ungünstigste Belastung

erzeugt die

größte vorhandene Beanspruchung,

welche die

zulässige Beanspruchung

nicht überschreiten darf.

Die zulässigen Beanspruchungen wachsen im Brückenbau mit den Stützweiten. Die bei der preußischen Eisenbahnverwaltung geltenden Beanspruchungen und sonstigen Angaben über Ausbildung und Berechnung sind zusammengestellt in den „Vorschriften über die Berechnung und das Entwerfen von Brücken mit eisernem Überbau" vom Mai 1903. Maßgebend für die Belastung ist hier der sogenannte 17-t-Zug, d. h. eine Lokomotivlast von 5 Achsen à 17 t und beliebig viele Güterwagenachsen à 13 t. Bei größeren Brücken erzeugen 2 Lokomotiven Stirn gegen Stirn mit angehängten Güterwagen die größten Biegungsmomente bzw. die größten Beanspruchungen.

Es ist die Aufgabe der statischen Berechnung, bei vollwandigen Trägern die der ungünstigsten Laststellung entsprechenden Angriffs- oder Biegungsmomente festzustellen. Da man die in den Stäben eines Fachwerkes auftretenden Zug- oder Druckkräfte ebenfalls aus den Angriffsmomenten ermitteln kann, so sind in den „Vorschriften" die größten Momente für die verschiedensten Stützweiten zusammengestellt worden.

(Die oft angeführten Vorschriften und die Hilfswerte für die Berechnung von Dircksen werden herausgegeben vom Verlage Ernst und Sohn.)

Die nachstehenden Zahlenwerte dienen zur Berechnung der absolut größten Biegungsmomente für einfache Balkenbrücken aus Walz-Blech- und Fachwerkträgern

Biegungsmomente.

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

(siehe 5, a). Zur Berechnung der größten Verkehrsmomente an irgendeiner Stelle x der Stützweite L dienen folgende Werte:

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

Die Vorschriften enthalten ferner folgende Tabelle der größten Querkräfte für einen um x vom linken Auflager entfernten Schnitt bei vollwandigen Trägern oder ein um x vom linken Auflager entferntes Feld bei Fachwerkträgern:

Belastungslänge l m	Σ P · b mt	Σ P t	Belastungslänge l m	Σ P · b mt	Σ P t
			70,5— 73,5	16 848	417
			73,5— 76,5	18 099	430
0,0— 1,5	0,0	20	76,5— 79,5	19 389	443
1,5— 3,26	30	40	79,5— 82,5	20 718	456
3,26(3)— 5,1	85,5	57	82,5— 85,5	22 086	469
5,1(4,5)— 7,15	162	72	85,5— 88,5	23 493	482
7,15(6)—10,5	255	85	88,5— 91,5	24 939	495
10,5—12	637,5	98	91,5— 94,5	26 424	508
12 —13,5	784,5	111	94,5— 97,5	27 948	521
13,5—16,5	951,0	124	97,5—100,5	29 511	534
16,5—19,5	1 323,0	137	100,5—103,5	31 113	547
19,5—21	1 734,0	150	103,5—106,5	32 754	560
21 —22,5	1 957,5	175	106,5—109,5	34 434	573
22,5—24	2 220,0	192	109,5—112,5	36 153	586
24 —28,5	2 508,0	209	112,5—115,5	37 911	599
28,5—30	3 448,5	222	115,5—118,5	39 708	612
30 —31,5	3 781,5	235	118,5—121,5	41 544	625
31,5—34,5	4 134	248	121,5—124,5	43 419	638
34,5—37,5	4 878	261	124,5—127,5	45 333	651
37,5—40,5	5 661	274	127,5—130,5	47 286	664
40,5—43,5	6 483	287	130,5—133,5	49 278	677
43,5—46,5	7 344	300	133,5—136,5	51 309	690
46,5—49,5	8 244	313	136,5—139,5	53 379	703
49,5—52,5	9 183	326	139,5—142,5	55 488	716
52,5—55,5	10 161	339			
55,5—58,5	11 178	352			
58,5—61,5	12 234	365			
61,5—64,5	13 329	378			
64,5—67,5	14 463	391			
67,5—70,5	15 636	404			
70,5—73,5	16 848	417			

Die Radlast der Lokomotive, die bei den Berechnungen hauptsächlich in Frage kommt, beträgt $\frac{17}{2} = 8{,}5$ t. Bei den Schwellen und kleineren Fahrbahnträgern schwankt die Größe des Lastenzuges zwischen einer und drei Lasten, und hierfür sind erhöhte Raddrücke vorgeschrieben:

Bei einer Last $\downarrow$ 10 t

Bei zwei Lasten $\downarrow$ 10 t $\downarrow$ 10 t

Bei drei Lasten $\downarrow$ 9,5 t $\downarrow$ 9,5 t $\downarrow$ 9,5 t

Bei vier Lasten $\downarrow$ 9 t $\downarrow$ 9 t $\downarrow$ 9 t $\downarrow$ 9 t

Bei fünf Lasten $\downarrow$ 8,5 t $\downarrow$ 8,5 t $\downarrow$ 8,5 t $\downarrow$ 8,5 t $\downarrow$ 8,5 t

Die Verwendung dieser Einzellasten wird unten bei der Berechnung der Schwellen und Fahrbahnträger gezeigt.

Noch ist zu bemerken, daß der Minister der öffentlichen Arbeiten jetzt einen neuen Lastenzug aufgestellt hat, dessen Raddrücke die des 17-t-Zuges um 20 % übersteigen, um zu erreichen, daß die damit berechneten Bauwerke allen Anforderungen eines gesteigerten Verkehrs entsprechen können, und eine Verstärkung der einzelnen Konstruktionsteile für absehbare Zeiten ausgeschlossen erscheint. Da dieser neue Lastenzug jedoch nur für die Brücken eines bestimmten Teiles des Industriegebietes maßgebend ist, also keine allgemeine Gültigkeit hat, und die Bekanntschaft mit der Berechnungsart unabhängig von der Größe der einzelnen Lasten ist, so wurde hier auf diesen neuen Lastenzug keine Rücksicht genommen.

Die statischen Berechnungen haben den Nachweis zu erbringen, daß die gewählten Träger und Stabquerschnitte hinreichend stark sind, und zwar muß dies in der Form geschehen, daß die tatsächlich vorhandene größte Beanspruchung in jedem Konstruktionsteile nachgewiesen wird. Die überwachende Behörde muß in jedem Falle ohne Umrechnung nachprüfen können, ob die vorhandene Beanspruchung auch unter der zulässigen bleibt, sie hat jedoch wenig Interesse zu erfahren, auf welche Weise gerade der gewählte Träger gefunden wurde.

2. Fahrbahntafel.

a) Hölzerne Abdeckung.

Der fast durchgängig 5 cm starke kieferne Bohlenbelag wird in zusammengesetzten Tafeln verlegt, deren Bohlen eine durchschnittliche Breite von 20—25 cm haben. Die Stützweite der tragenden Bohle richtet sich nach der Schwellenentfernung, beträgt also unter normalen Verhältnissen 60 cm.

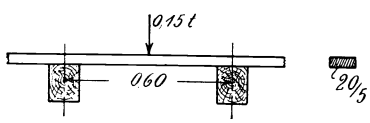

Fig. 11.

Aufzunehmen ist das Eigengewicht der Bohle selbst, das aber wegen der Kleinheit vernachlässigt werden darf, und eine Nutzlast von 150 kg in Bohlenmitte.

Das Biegungsmoment beträgt

$$M = \frac{P \cdot l}{4} = 0{,}15 \cdot \frac{0{,}6}{4} = 0{,}0225 \text{ tm}.$$

Der Querschnitt der Bohle hat ein Widerstandsmoment

$$W = 20 \cdot \frac{5^2}{6} = 84 \text{ cm}^3.$$

Die Biegungsbeanspruchung der Bohle ergibt sich demnach zu

$$\sigma_{\text{vorh.}} = \frac{2250}{84} = 27 \text{ kg/cm}^2.$$

Querschwellen.

Die Brückenschwellen werden am ungünstigsten beansprucht, wenn direkt über der Schwelle die Räder der Lokomotive stehen. Da hier nur 1 Achslast in Frage kommt, so ist mit 20 t = 2 · 10 t zu rechnen. Die Stützweite ist gleich der Entfernung der Längsträger voneinander. Als Spurweite oder Schienenentfernung gilt bei Haupt- und vollspurigen Nebenbahnen das Maß 1,50 m. Das Eigengewicht der Schwelle, das das Biegungsmoment beeinflussen würde, wird vernachlässigt.

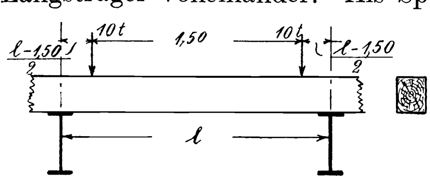

Fig. 12.

Biegungsmoment

$$M = \frac{P\,(l - 1{,}50)}{2} = 10 \cdot \frac{(l - 1{,}50)}{2}.$$

Zahlenbeispiel: l = 1,75 m; Schwellenquerschnitt 22/24 cm.
Biegungsmoment

$$M = 10 \text{ t} \cdot \frac{0{,}25}{2} = 1{,}25 \text{ tm};$$

Widerstandsmoment

$$W = 22 \cdot \frac{24^2}{6} = 2112 \text{ cm}^3;$$

$$\sigma_{max} = \frac{125\,000}{2112} = 59 \text{ kg/cm}^2;$$

zulässig sind 75 kg/cm² bei Eichenholz.

(Zu diesen und allen folgenden Zahlenrechnungen ist zu bemerken, daß die Biegungsmomente nicht in „kgcm", sondern in „tm" ermittelt werden. Für den Nachweis der Beanspruchung sind dann nur 5 Stellen nach dem Komma abzustreichen, um die „tm" in „kgcm" zu verwandeln. Der Vorteil dieser Berechnungsweise springt bei kleinen Werten nicht so sehr ins Auge, ist aber bei großen Werten ohne weiteres ersichtlich.

Hat der Anfänger noch nicht die nötige Übersicht und Übung in der Wahl der erforderlichen Querschnitte, so hat er vorher nur die bekannte Nebenrechnung anzustellen:

$$f_{\text{erforderlich}} = \frac{P}{\sigma} \text{ bei Zug oder Druck,}$$

$$W_{\text{erforderlich}} = \frac{M}{\sigma} \text{ bei Biegung.)}$$

b) Abdeckung durch Buckelplatten.

Über die Berechnung der Buckelplatten und Tonnenbleche ist noch keine einwandfreie Theorie vorhanden. Die Abdeckung der Fahrbahn mit diesen Blechen beeinflußt jedoch den Berechnungsgang für die Fahrbahnträger (siehe unten).

Es gibt zwar auch Formeln für die zu wählende Stärke der Buckelbleche in Abhängigkeit von der zu verwendenden Seitenlänge, von denen aber weder die Vorschriften noch die Hilfswerte zu den Vorschriften von Dircksen Kenntnis genommen haben.

Es genügt bei mittleren Größen, etwa bis zu 1,50 m Seitenlänge, die Platten 8 mm stark und darüber hinaus bis zu 2,0 m Seitenlänge die Platten 10 mm stark zu wählen. Ein Nachweis der Beanspruchung in den Blechen ist nicht erforderlich.

3. Längsträger.

Hölzerne Abdeckung.

Die Längsträger haben an Eigengewicht aufzunehmen:
Schienen und Kleineisenzeug mit 80—100 kg pro lfd. m,
Bohlenbelag mit einem spezifischen Gewicht von 850 kg pro cbm,
Schwellen mit einem spezifischen Gewicht von 1000 kg pro cbm,
das eigene Trägergewicht (siehe Beispiele).

Das Eigengewicht wird gewöhnlich pro Feld ermittelt, ist beim Vorhandensein von 2 Längsträgern durch 2 zu dividieren und ergibt ein Biegungsmoment infolge Eigenlast nach der Formel:

$$M_g = \frac{P \cdot l}{8}.$$

Die Stützweite l der Längsträger ist bei Walzträgerbrücken mit aufgelagerten Schwellen wie in Beispiel 1, wo die Längsträger gleichzeitig Hauptträger sind, gleich der Stützweite der ganzen Brücke. Beim Vorhandensein von besonderen Fahrbahnträgern ist die Stützweite der Längsträger gleich dem Querträgerabstande oder gleich der Feldweite der Brücke.

Bei Ermittelung des größten Biegungsmomentes infolge Verkehrslast sind 3 Fälle zu unterscheiden:

1. 1 Last à 10 t in Trägermitte.

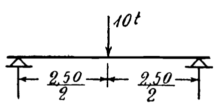

Fig. 13.

Dieser Belastungsfall ist maßgebend bis zu 2,50 m Stützweite ausschließlich.

Biegungsmoment infolge Verkehr:

$$M_p = \frac{P \cdot l}{4} = 10 \cdot \frac{2,50}{4} = 6,25 \text{ tm}.$$

Nach der Tabelle:

$$M_p = \frac{12,00 + 5,80 \cdot 0,1}{2} = 6,29 \text{ tm}.$$

Für die Grenze selbst gilt also schon der nächste Lastenzug.

2. 2 Lasten à 10 t um $\frac{1}{4}$ Radstand $= \frac{1}{4} \cdot 1,50 = 0,375$ m aus der Trägermitte hinaus verschoben.

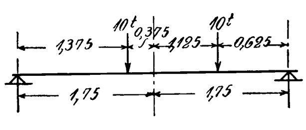

Fig. 14.

Dieser Belastungsfall ist maßgebend bis zu 3,50 m Stützweite einschließlich.

$$A_p = 10 \cdot \frac{(0,625 + 2,125)}{3,50} = 7,86 \text{ t}.$$

$$M_p = 7,86 \cdot 1,375 = 10,81 \text{ tm}.$$

Nach der Tabelle:

$$M_p = \frac{1}{2} \cdot 21,61 = 10,81 \text{ tm}.$$

3. 3 Lasten à 9,5 t symmetrisch zur Trägermitte. Dieser Belastungsfall ist maßgebend für die größten bei einfachen Balkenbrücken vorkommenden Stützweiten der Längsträger, wenn wir 5—6 m als die normale Grenze ansehen.

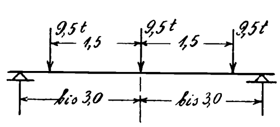

Fig. 15.

$$A_p = 3 \cdot \frac{9,5}{2} = 14,25 \text{ t}.$$

$$M_p = 14,25 \cdot 3,0 - 9,5 \cdot 1,5 = 28,50 \text{ tm}.$$

Nach der Tabelle:

$$M_p = \frac{1}{2} \cdot 57,00 = 28,50 \text{ tm}.$$

Die weitere Berechnung bis zur Bestimmung der Beanspruchung in dem gewählten Profile ist in den Zahlenbeispielen 4 bis 6 des II. Teiles durchgeführt.

Abdeckung durch Buckelplatten.

Das Eigengewicht ist pro Feld oder pro Buckelplatte zu ermitteln, und zwar:
Schienen und Kleineisen mit 80—100 kg pro lfd. m,
Schwellen 16/26, l = 2,70 m, mit einem spezifischen Gewicht von 1000 kg,
Bettung meist 36 cm stark, mit einem spezifischen Gewicht von 1600—2000 kg,
Buckelplatten 8—10 mm stark, mit einem spezifischen Gewicht von 7850 kg.

Für die Ermittelung der Fläche der letzteren genügt die Horizontalprojektion.

Bei normaler Anordnung ruht jede Buckelplatte ihren 4 Seiten entsprechend auf 4 Trägern, und jeder Träger erhält den 4. Teil des auf der Platte ruhenden Gewichtes als Dreieckslast.

Die Radlasten werden bei direkter Lage über den Trägern auch direkt von den letzteren aufgenommen. Im andern Falle erhält der zu berechnende Träger nur die durch die Bettung übertragenen Reaktionen nach dem Hebelgesetz.

Für den gezeichneten Grundriß würde sich folgende Lastverteilung ergeben: Q = Auflast einer Buckelplatte, L_g = Längsträgergewicht, λ = Feldweite, b = Brückenbreite, R = Raddruck.

Auf den mittleren Längsträger kommt von jeder Seite der 4. Teil einer Plattenlast, zusammen also $\frac{Q}{2}$.

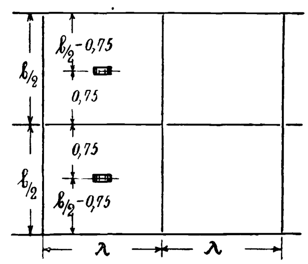

Fig. 16.

Außer seinem Eigengewicht hat er ferner die beiden Reaktionen der in Feldmitte stehenden Radlasten zu tragen.

$$A_p = 2 \cdot R \cdot \frac{\left(\frac{b}{2} - 0{,}75\right)}{\frac{b}{2}} = 2 \cdot 10 \cdot \frac{\left(\frac{b}{2} - 0{,}75\right)}{\frac{b}{2}}.$$

$$M_{max} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{\lambda}{6} + L_g \cdot \frac{\lambda}{8} + A_p \cdot \frac{\lambda}{4}.$$

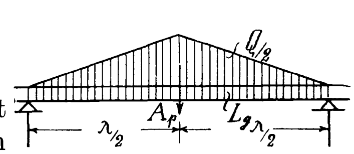

Fig. 17.

Sind seitliche Längsträger angeordnet, welche direkt unter der Radlast liegen, so haben sie die letztere auch direkt aufzunehmen. Sind in den mittleren Längsträger sonstige Zwischenträger eingewinkelt, so sind auch die Auflagerdrücke dieser aufzunehmen.

4. Querträger.

Hölzerne Abdeckung.

Die Stützweite der Querträger ist gleichbedeutend mit der Brückenbreite von Mitte zu Mitte Hauptträger.

Zur Feldlast, die schon für die Berechnung des Längsträgers ermittelt, kommt jetzt noch das Eigengewicht des Querträgers hinzu.

Für die Ermittelung des Einflusses der Verkehrslast ist der größte Druck der angrenzenden Längsträger auf den Querträger festzustellen, und zwar gemäß der Skizze.

In den meisten Fällen wird für die kleineren Brücken der gezeichnete Lastenzug genügen, so daß sich ergibt:

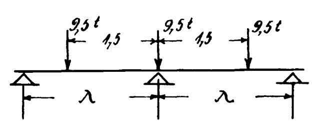

Fig. 18.

$$A_p = 9{,}5 + 2 \cdot \frac{9{,}5\,(\lambda - 1{,}5)}{\lambda}.$$

Für Brücken mit Feldweiten über 3,0 m werden innerhalb 2 Felder 5 Radlasten à 8,5 t zu berücksichtigen sein:

$$A_p = 8{,}5 + 2 \cdot \frac{8{,}5 \cdot (\lambda - 3{,}0)}{\lambda} + 2 \cdot \frac{8{,}5 \cdot (\lambda - 1{,}5)}{\lambda}.$$

Diesen Auflagerdruck bringen immer 2 benachbarte Längsträger mit der halben Feldlast auf den Querträger, wobei man das halbe Eigengewicht des Trägers auch als Einzellast an dieser Stelle wirken läßt:

Das größte Biegungsmoment beträgt dann

$$M_{max} = A_{g+p} \cdot l',$$

worin l' den Abstand des Längsträgers von Mitte Hauptträger bedeutet.

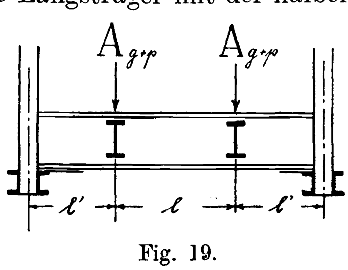

Fig. 19.

Abdeckung durch Buckelplatten.

Die Auflast einer Buckelplatte Q ist schon bei der Berechnung des Längsträgers ermittelt. Der Querträger hat außer seinem eigenen Gewicht als gleichmäßig verteilte Last noch die Auflagerdrücke der begrenzenden Längsträger als Eigenlast zu tragen. Der Lastenzug ist so zu stellen, daß ein Raddruck direkt aufgenommen wird, während das vordere und das hintere Rad nur ihre Reaktionen auf den mittleren Träger abgeben. Die Gesamtreaktion A_p beträgt hier

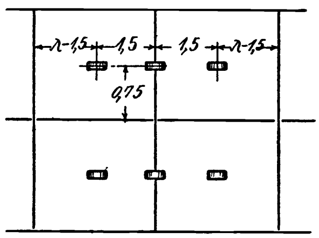

Fig. 20.

$$A_p = R + 2\frac{R(\lambda - 1{,}5)}{\lambda} = 9{,}5 + 2 \cdot \frac{9{,}5(\lambda - 1{,}5)}{\lambda}.$$

Die Gesamtbelastung des Querträgers setzt sich demnach wie folgt zusammen:

1. Querträgergewicht $\mathfrak{Q}_g$.
2. 2 Dreieckslasten à $\frac{Q}{2}$ (siehe Grundriß).
3. Auflagerdruck der Längsträger in Mitte, bestehend aus $\frac{Q}{2} + L_g$ (siehe Fig. 21).
4. 2 Lasten A_p symmetrisch zur Mitte und um 1,50 m voneinander entfernt.

(Sind Zwischenquerträger angeordnet, so ist ein Rad, wenn angängig, unmittelbar darüber zu stellen. Von dem Querträger sind auch die Auflagerdrücke derjenigen Zwischenträger aufzunehmen, die auf ihm ruhen oder eingewinkelt sind.)

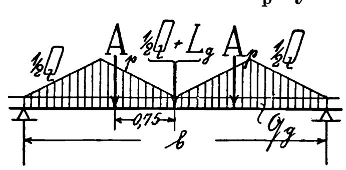

Fig. 21.

Mit den in die Belastungsskizze eingeschriebenen Bezeichnungen ergibt sich ein Auflagerdruck

$$\mathfrak{A} = \frac{Q}{2} + A_p + {}^1/_2\left(\frac{Q}{2} + L_g\right) + {}^1/_2 \cdot \mathfrak{Q}_g$$

und ein Moment

$$M_{max} = \mathfrak{A} \cdot \frac{b}{2} - \left(\frac{Q}{2} \cdot \frac{b}{4} + A_p \cdot 0{,}75 + {}^1/_8 \cdot \mathfrak{Q}_g \cdot b\right).$$

5. Hauptträger.

a) Bestimmung mittels Tabellen.

Wie schon oben hervorgehoben, handelt es sich beim Hauptträger in erster Linie um die Ermittelung der Angriffs- oder Biegungsmomente. Beim vollwandigen Träger zuerst um das für die Querschnittsbestimmung wichtigste Moment in Trägermitte, sodann um die durch die Anschlüsse der Querträger oder Querversteifungen markierten Feldmomente oder um die Momente an den Anschlußstellen der Gurtplatten. Beim Fachwerkträger sind die Knotenpunktsmomente zu ermitteln.

Ist der 17-t-Zug maßgebend, so wird man die Momente am einfachsten den Tabellen entnehmen.

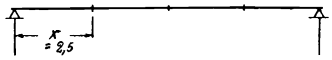

Fig. 22.

Es sind die größten Verkehrsmomente für die Hauptträger einer eingleisigen Blechträgerbrücke von 10,0 m Stützweite und 2,50 m Feldweite zu berechnen.

$$M_{max} = {}^1\!/_2 \cdot 135{,}9 = 67{,}95 \text{ tm}.$$

Für das Moment in der Entfernung 2,50 m vom linken Auflager beträgt $\frac{x}{L} = \frac{2,50}{10,0}$ $= \frac{1}{4} = 0,25$. Der Wert 0,25 ist in der senkrechten Reihe unter $\frac{x}{L}$ nicht vorhanden. Er unterscheidet sich von dem ihm am nächsten liegenden kleineren Werte 0,24 um 0,01, also ist die Differenz 2,00 in der 3. Reihe mit 0,01 zu multiplizieren, und das Moment am Ende des 1. Feldes beträgt:

$$M = (0,793 + 2,0 \cdot 0,01) \cdot 67,95 = 55,243 \text{ tm.}$$

Eine Gurtplatte des Blechträgers sei in der Entfernung x = 3,1 m vom linken Lager angeschlossen. Zur Berechnung der an dieser Stelle auftretenden Beanspruchung ist das Angriffsmoment erforderlich.

$$\frac{x}{L} = \frac{3,1}{10,0} = 0,31;\ M = (0,899 + 1,35 \cdot 0,01) \cdot 67,95 = 62,03 \text{ tm.}$$

Es ist das im 3. Obergurtknoten herrschende Verkehrsmoment für den gezeichneten Hauptträger einer eingleisigen Brücke zu bestimmen.

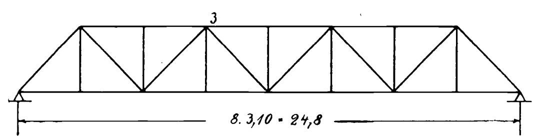

Fig. 23.

Das Moment in Trägermitte beträgt

$$M_{max} = \tfrac{1}{2}(550,5 + 40,8 \cdot 0,8) = 291,57 \text{ tm.}$$

Am Knoten 3 ist

$$\frac{x}{L} = \frac{3 \cdot \lambda}{8 \cdot \lambda} = \tfrac{3}{8} = 0,375.$$

$$M_3 = (0,967 + 0,70 \cdot 0,015) \cdot 291,57 = 285,01 \text{ tm.}$$

Es ist also bei Benutzung der Tabellen für die Berechnung der Biegungsmomente die Trägerform vollständig gleichgültig. Erforderlich ist es, daß der Träger ein einfacher Balken auf 2 Stützen ist. Maßgebend ist nur die wagerechte Entfernung des Schnittes oder Punktes vom Lager, da z. B. das Moment für den oberen Punkt einer Vertikalen gleich dem für den unteren Punkt derselben ist.

Ebenso kann auch die Querkrafttabelle für Blech- und für Fachwerkträger Verwendung finden, wobei zu beachten ist, daß für Stützweiten von 3,26 bis 10,5 m die eingeklammerten Zahlen der ersten senkrechten Spalte gelten.

Für den Blechträger von 10,0 m Stützweite beträgt die größte Querkraft am Ende oder die größte Reaktion infolge Verkehr:

$$A_p = \frac{255 + 85 \cdot 4,0}{2 \cdot 10,0} = 29,75 \text{ t.}$$

Auch hier ist wieder unser Unterschied mit dem Betrage der 3. Spalte zu multiplizieren, d. h. (10,0—6,0) · 85, und das Ergebnis zu dem Werte der 2. Spalte zuzuzählen. Sodann ist nach Teilung durch 2, da die Brücke nur eingleisig ist, auch noch durch die Stützweite zu teilen.

Für den Fachwerkträger von 24,80 m Stützweite ist

$$A_p = \frac{2508,0 + 209 \cdot 0,8}{2 \cdot 24,80} = 53,94 \text{ t.}$$

(Die Tabellen können auch für die Berechnung der Schwellen oder Längsträger verwendet werden, wie oben schon vergleichsweise gezeigt wurde.)

b) Bestimmung mittels Einflußlinien.

Die Tabellen sind mittels des 17-t-Zuges berechnet, sie gelten nur für Brücken der Haupt- und vollspurigen Nebenbahnen (in Preußen), nicht jedoch für Klein- oder

Lokalbahnen, Kolonial- oder sonstige Bahnen. Das beste Ermittelungsverfahren ist deshalb dasjenige, welches vorerst von den Größen und Stellungen der Lasten selbst unabhängig ist.

Diesen Vorteil bieten die Einflußlinien.

Um die Einflußlinie für das Moment an der Stelle x vom linken Lager zu finden,

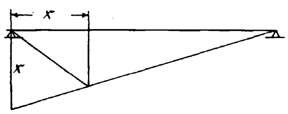

Fig 24.

trägt man die Strecke x auf der Lagersenkrechten ab, verbindet den Endpunkt dieser Senkrechten mit dem rechten Lagerpunkte, lotet auf diese Schräge den Schnitt hinunter und verbindet den jetzt erhaltenen Schnittpunkt auf der Schrägen mit dem linken Lagerpunkte. Das so erhaltene Dreieck schließt die Einflußfläche für das Moment an der Stelle x ein, das Dreieck selbst ist die M-Linie. Der Lastenzug ist so darüber zu stellen, daß die größten Ordinaten gefaßt werden. Jede aus einer Einflußfläche ermittelte statische Größe, hier das Moment M_x, stellt sich dar in der Form $\Sigma\, P \cdot \eta$. Bei allen Lastenzügen sind Gruppen gleicher Lasten vorhanden, so z. B. bei dem 17-t-Zug die Lasten von 17 t und von 13 t. Sind nur Lasten von 17 t verwendet, so ist nur zu bilden $17 \cdot \Sigma\, \eta$, sind auch Lasten von 13 t auf der Linie, so ist zu bilden $17 \cdot \Sigma\, \eta + 13 \cdot \Sigma\, \eta$.

Dabei steht bei 17 die Summe der Ordinaten der Einflußlinie unter den einzelnen

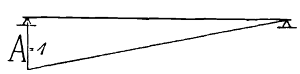

Fig. 25.

17-t-Lasten, bei 13 die Summe der hierzu gehörenden Ordinaten.

Um die sogenannte A-Linie, die Einflußlinie für die Auflagerkraft, zu finden, ist auf der Lagersenkrechten die Strecke 1 abzutragen und der Endpunkt mit dem rechten Lagerpunkte zu verbinden.

Die Querkraftlinie für einen beliebigen Schnitt wird dadurch erhalten, daß auf beiden Lagersenkrechten nach verschiedenen Seiten die Strecke 1 abgetragen wird. Die verbindenden Schrägen schließen mit der Senkrechten durch den Schnitt die Quer-

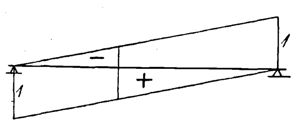

Fig. 26.

kraftlinie ein. Über den Maßstab entscheidet derjenige des gezeichneten Trägers oder Systemes. Ist z. B. ein 10 m langer Blechträger als 10 cm aufgezeichnet, so ist die Strecke 1 als 1 cm aufzutragen usw. Wird aus Mangel an Platz nur $\frac{1}{2}$ oder $\frac{1}{3}$ cm aufgetragen, so ist das Resultat mit 2 oder 3 zu multiplizieren.

Beim Blechträger sind nur die M- oder die A-Linie für die Berechnung erforderlich. Bei Lastübertragung durch Querträger auf die Hauptträger ist zu beachten, daß nur

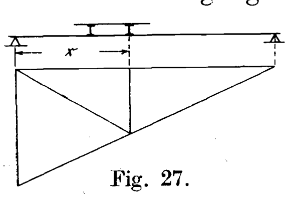

Fig. 27.

dann die Spitze des Momentendreiecks unter dem betreffenden Querschnitt liegt, für den das Moment gesucht wird, wenn an derselben Stelle auch ein Querträger angreift. Im anderen Falle sind die beiden benachbarten Querträger herunterzuloten und ergeben eine Abstumpfung der Spitze des Einflußdreieckes.

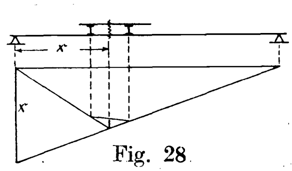

Fig. 28.

Bei Fachwerkträgern reichen die allgemeinen Linien nicht aus, da sich der Träger in eine Anzahl von Stäben auflöst, von denen jeder eine besondere Behandlung beansprucht. Die Einflußlinien für die einzelnen Stäbe lassen sich jedoch auf die beiden Hauptlinien, die M- und die Q-Linie, zurückführen.

Die Einflußlinien für die Gurtspannkräfte.

Bekanntlich lassen sich die Gurtkräfte durch die Knotenpunktsmomente ausdrücken, und zwar

$$O_m = -\frac{M_m}{r_m} \quad \text{und} \quad U_m = +\frac{M_m}{r_m}.$$

Schon aus der Form der Gleichungen folgt, daß die Gurtkräfte mit den Momenten wachsen, und daß infolgedessen durch Einsetzen des größten Momentes auch die größte Gurtspannkraft erhalten wird. Ganz allgemein gilt, daß die Spannkraft in einem Gurtstabe gleich dem gegenüberliegenden Knotenpunktsmoment dividiert durch den zugehörigen Hebelarm ist. Der Hebelarm ist das Lot von dem gegenüberliegenden Knotenpunkte auf den Stab. Bei Parallelträgern ist dieses Lot für jeden Stab dasselbe und gleich der Trägerhöhe h.

Wenn wir die rechnerische Lösung auf die zeichnerische übertragen wollen, so lautet der Satz:

Um aus der M-Linie oder den Ordinaten der M-Linie die Ordinaten der Gurtlinien zu erhalten, sind die Ordinaten durch die zu den Gurtstäben gehörigen Hebelarme zu dividieren. Da sämtliche Ordinaten der Einflußlinie abhängig von der ersten Auflagersenkrechten sind, welche die Schräge bestimmt, so braucht nur die Lagersenkrechte durch das Lot r dividiert zu werden.

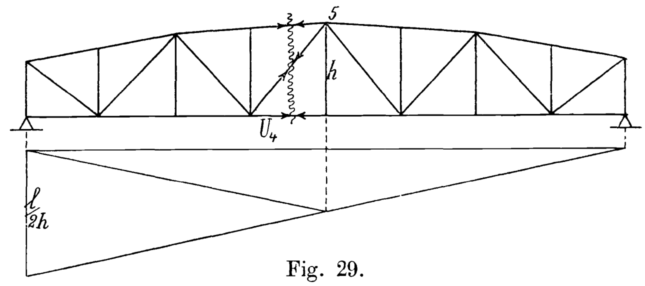

Fig. 29.

Um die Einflußlinie des Untergurtstabes U_4 zu finden, wird durch das 4. Feld ein Schnitt geführt. Die beiden mitgeschnittenen Stäbe treffen sich im Punkte 5. Dies ist der zu U_4 gehörige gegenüberliegende Knotenpunkt. Das Lot von ihm auf den Stab U_4 oder auf die Stabrichtung von U_4 ist h. Das im Knoten 5 herrschende Moment ist also durch h zu dividieren. Das Moment in 5 ist durch den wagerechten Abstand vom linken Lager bestimmt, in diesem Fall durch $\frac{l}{2}$. Um die Einflußlinie für U_4 zu erhalten, ist demnach $\frac{l}{2 \cdot h}$ auf der Senkrechten durch das linke Lager abzutragen, die Schräge zu ziehen, Punkt 5 herunter zuloten und der auf der Schrägen erhaltene Schnittpunkt mit dem linken Lagerpunkte zu verbinden.

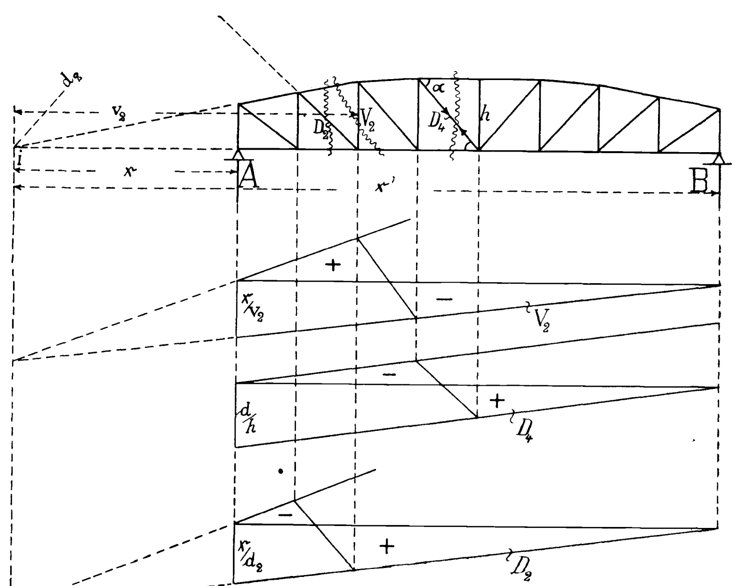

Fig. 30.

Da bei jedem Fachwerkträger nur die Momente für die Knotenpunkte und nicht für Punkte innerhalb der Felder eine Rolle spielen, so ist die Lage der Querträger oder die Lage der Fahrbahn nebensächlich, solange Vertikalen angeordnet sind. Denn ob ein oberer oder ein unterer Punkt für das Moment in Frage kommt, immer gehört der Knoten zu einer Vertikalen, immer sitzt an dieser Vertikalen ein Querträger, und immer ist nur eine Senkrechte herunterzuloten.

Fast durchgängig sind jetzt auch bei ausgesprochenen Strebenfachwerken zur Aufhängung der Querträger Vertikalen angeordnet, so daß die Bestimmung der Gurtkräfte hiermit als erledigt betrachtet werden darf.

Die Einflußlinien für die Spannkräfte in den Füllungsgliedern.

Die Einflußlinien für die Vertikal- und Diagonalstäbe sind auf die A- oder Q-Linien zurückzuführen.

Um V_2 zu bestimmen, legen wir einen Schnitt durch diesen Stab, der außerdem nur noch 2 Stäbe, den Obergurtstab O_2 und den Untergurtstab U_3 trifft, und bestimmen den außerhalb der Stützweite liegenden Schnittpunkt dieser Gurtstäbe. In bezug auf diesen Schnittpunkt ist die Momentengleichung aufzustellen und zwar zuerst für den linken Trägerteil, sodann für den rechten Trägerteil. Die Pfeile der durchschnittenen Stäbe laufen gegen den Strich.

Linker Teil:

$$-A \cdot x - V_2 \cdot v_2 = 0$$

$$V_2 = - A \cdot \frac{x}{v_2}.$$

Rechter Teil:

$$-B \cdot x' + V_2 \cdot v_2 = 0$$

$$V_2 = + \frac{B \cdot x'}{v_2}.$$

Die V_2-Linie besteht aus zwei Zweigen, dem A-Zweige und dem B-Zweige, und zwar ist sie auf der einen Seite die mit $\frac{x}{v_2}$ multiplizierte A-Linie, auf der anderen Seite die mit $\frac{x'}{v_2}$ multiplizierte B-Linie. Statt der Strecke 1 unter A und B sind deshalb $\frac{x}{v_2}$ bzw. $\frac{x'}{v_2}$ aufzutragen. Den A-Zweig bestimmt das Vorzeichen als negativ, den B-Zweig als positiv.

Der Schnitt durch D_4 trifft 2 Gurtstäbe, die einander parallel sind. Es gibt im Felde nur eine Kraft, die senkrecht wirkt, nämlich die äußere Querkraft Q_4. Deshalb wird die Schräge D_4 in eine senkrechte und in eine horizontale Komponente zerlegt und die Summe der senkrecht wirkenden Kräfte gebildet.

Es ist

$$Q_4 = D_4 \cdot \sin \alpha$$

oder

$$D_4 = + \frac{1}{\sin \alpha} \cdot Q_4 = \frac{d}{h} \cdot Q_4.$$

Für den rechten Trägerteil würde sich ein negatives Vorzeichen ergeben. Zum A-Zweige gehört hier ein positives Zeichen. Aufzutragen ist $\frac{d}{h}$.

Der Schnitt durch D_2 trifft zwei Gurtstäbe, die sich wieder außerhalb schneiden. Die Lote von diesem Schnittpunkte auf A, D_2 und B heißen x, d_2 und x'. Es ist wieder die Momentengleichung aller wirkenden Kräfte in bezug auf diesen Drehpunkt aufzustellen.

Linker Trägerteil:

$$-A \cdot x + D_2 \cdot d_2 = 0$$

$$D_2 = + A \cdot \frac{x}{d_2}.$$

Rechter Trägerteil:

$$-B \cdot x' - D_2 \cdot d_2 = 0$$

$$D_2 = -B \cdot \frac{x'}{d_2}.$$

Der A-Zweig ist positiv, der B-Zweig negativ. Unter A ist $\frac{x}{d_2}$ aufzutragen, unter B die Strecke $\frac{x'}{d_2}$.

Da bei den Füllungsstäben der Schnitt stets durch ein Feld und nicht durch einen Knoten geführt wird, so ist hier die Lage der Fahrbahn zu berücksichtigen.

Es sind stets die das Schnittfeld begrenzenden Querträger herunterzuloten und zwar dort, wo die tragende Gurtung liegt.

Bei dem gezeichneten Halbparabelträger liegt die Fahrbahn in dem horizontalen Untergurt, also sind auch die das Schnittfeld unten begrenzenden Angriffspunkte der Querträger auf die Schrägen der Einflußlinien heruntergelotet.

Durch das gewählte Beispiel ist auch der Fall des Parallelträgers erledigt. Beim Parallelträger haben die Vertikalen stets die zugehörige Querkraft aufzunehmen, vorausgesetzt, daß keine abwechselnd steigenden und fallenden Diagonalen vorhanden sind, wo die Vertikalen höchstens den Auflagerdruck des Querträgers als Zugkraft aufzunehmen haben.

Bei den Diagonalen des Parallelträgers gilt die Gleichung:

$$\frac{D}{Q} = \frac{d}{h}, \text{ oder auch } \frac{D}{V} = \frac{d}{h}.$$

Die Stabkräfte verhalten sich zueinander wie die zugehörigen Stablängen. (Die inneren Zug- oder Druckkräfte der Stäbe eines Fachwerkträgers können als Stabkräfte oder Spannkräfte bezeichnet werden. Spannung ist jedoch gleichbedeutend mit Beanspruchung, trägt die Bezeichnung kg/cm² und bezieht sich nur auf die Querschnittseinheit.)

6. Anschlüsse und Nietberechnung.

a) Allgemeines.

Auch hier gilt, daß die statische Berechnung die größte in den tatsächlich vorhandenen Nieten auftretende Beanspruchung nachzuweisen hat, und daß die Ermittlung der erforderlichen Nietzahl höchstens als Nebenrechnung Interesse hat.

Wir unterscheiden den einschnittigen von dem zweischnittigen Niet. Der einschnittige wird nur in einem Querschnitte beansprucht. Die auftretenden Zug- oder Druckkräfte haben das Bestreben, den Niet in diesem Querschnitte abzuscheren, und es genügt bei dem einschnittigen Niet der Nachweis der Abscherbeanspruchung. Sie berechnet sich nach der Formel

$$\sigma_s = \frac{P}{f},$$

und da f als Querschnitt des Nietes durch den genaueren Ausdruck $\frac{\pi d^2}{4}$ ersetzt werden kann,

$$\sigma_s = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4}}.$$

Sind n Niete vorhanden, die die Zug-, Druck-, Anschluß-, Auflagerkraft usw. aufzunehmen haben, so heißt die allgemeine Form der Gleichung

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

Die hieraus berechnete Beanspruchung darf den Wert der zulässigen Abscherbeanspruchung nicht überschreiten. Die letztere beträgt im Brückenbau nur 90 % der zulässigen Beanspruchung für das Konstruktionsmaterial der Brücke.

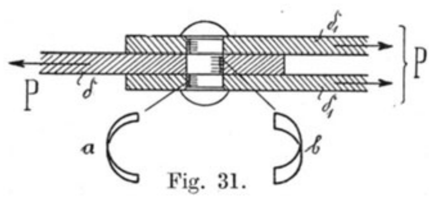

Fig. 31.

Beim zweischnittigen Niete ist sowohl die Abscher- als auch die Lochleibungsbeanspruchung nachzuweisen, da diese in den meisten Fällen die ungünstigere ist.

Auch der zweischnittige Niet wird nach der Grundformel

$$\sigma = \frac{P}{f}$$

berechnet.

Das mittlere Blech sucht den umfaßten mittleren Teil des Nietschaftes nach links mitzunehmen, das obere und untere Blech den umfaßten oberen und unteren Teil des Schaftes nach rechts.

In den beiden zwischen den 3 Blechen liegenden Kreisquerschnitten wird der Niet auf Abscheren beansprucht.

In der Formel $\sigma_s = \frac{P}{f}$ ist f also durch $\frac{2 \cdot \pi\, d^2}{4}$ zu ersetzen. Sind mehrere Niete angeordnet, so ist wieder der Querschnittswert mit der Nietanzahl zu multiplizieren. Die allgemeine Formel für die Abscherbeanspruchung bei zweischnittigen Nieten lautet:

$$\sigma_s = \frac{P}{n \cdot \frac{2\,\pi\, d^2}{4}}.$$

Der Nietschaft preßt sich aber auch gegen die Bleche, oder die Bleche drücken gegen den Nietschaft. Jedes Blech umfaßt den Schaft mit einer Kreisringfläche, deren Stärke die Blechstärke ist. Drückt die Leibung des Loches in der einen Kraftrichtung gegen den Nietschaft, so zieht sie sich in entgegengesetzter Richtung von ihm fort. Man nimmt an, daß von jeder Lochfläche nur die Hälfte drückt, die gegenüberliegende Hälfte jedoch entlastet. In die Formel wird nun nicht die genaue halbe Ringfläche eingesetzt, sondern als angenäherter Wert die Projektion dieser Halbkreisfläche von der Stärke des Bleches, die Fläche $d \cdot \delta$, wo d der Durchmesser als Projektion des Halbkreises gilt.

Auf der einen Seite kommen 2 solcher Flächen in Betracht (siehe Flächen a), auf der anderen Seite eine Fläche (siehe Fläche b).

Die Berechnung der Lochleibungsbeanspruchung geht wieder aus von der Formel

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

Hierin ist die Fläche f entweder zu ersetzen durch $d \cdot \delta$ (Fläche b) oder durch $2\, d \cdot \delta_1$ (2 Flächen a), so daß sich gegenüberstehen die beiden Formeln

$$\sigma_l = \frac{P}{d \cdot \delta} \text{ und } \sigma_l = \frac{P}{2\, d \cdot \delta_1}.$$

Maßgebend ist diejenige, welche den größten Wert für σ_l ergibt, welche also den kleinsten Nenner hat. Fast durchgängig wird $d \cdot \delta < 2\, \delta \cdot d_1$ sein. Es ist allgemein die Geringststärke der nach einer Richtung hin ziehenden Platten einzusetzen.

Sind n Niete vorhanden, so ist der Nenner, der Querschnittswert, mit n zu multiplizieren. Die endgültige Formel für die Lochleibungsbeanspruchung lautet demnach:

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

Der Zahlenwert aus dieser Formel darf den höchsten zulässigen Lochleibungsdruck nicht überschreiten. Als solcher ist der doppelte Wert der zulässigen Abscherbeanspruchung vorgeschrieben.

Es ist darauf zu achten, daß eine anscheinend mehrschnittige Nietung sich fast immer als zweischnittige deuten läßt.

So sind die Niete a ohne weiteres als einschnittige zu erkennen. Der Niet oder die Niete b sind zweischnittig und nicht etwa vierschnittig, denn die 3 eingewinkelten Bleche wirken als 1 Blech von der Gesamtstärke δ. Ist die letztere schwächer als die beiden Winkelstärken zusammen, so ist δ in den Nenner der Formel für σ_l einzusetzen im anderen Falle die Summe beider Winkelstärken.

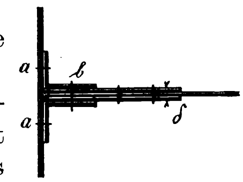

Fig. 32.

b) Längsträgeranschlüsse.

Bei normaler Fahrbahngestaltung ist der Steg des Längsträgers L an denjenigen des Querträgers Q durch Winkeleisen angeschlossen.

Die Niete im Querträger sind einschnittig, diejenigen im Stege des Längsträgers zweischnittig.

Die größte Auflagerkraft wird erzeugt, wenn eine Last direkt über der Anschlußstelle steht, und der Träger unter Wahrung des Radstandes mit Lasten besetzt wird.

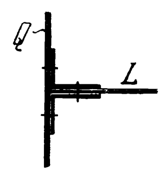

Fig. 33.

Die Niete im Querträger werden berechnet nach der Formel

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

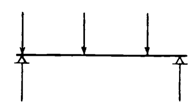
Fig. 34.

die Niete im Längsträger nach den Formeln

$$\sigma_s = \frac{P}{n \cdot 2\pi \frac{d^2}{4}} \text{ und } \sigma_l = \frac{P}{n \cdot d \cdot \delta}.$$

Streng genommen müßte auch nachgewiesen werden, daß der Querschnitt der Anschlußwinkel durch die nach unten wirkende Auflagerkraft nicht zu sehr beansprucht wird.

Die Anschlußwinkel eines mittleren Trägers I N. P. 38 haben eine Länge von $\sim$ 32 cm. Ihr Längsschnitt hat eine Fläche von $2 \cdot 1{,}0 \cdot 32 = 64\ \text{cm}^2$. Der Querschnitt eines Nietes von 23 mm ϕ beträgt $4{,}15\ \text{cm}^2$. Der „Abscherquerschnitt" der beiden Anschlußwinkel würde also $\frac{64}{4{,}15} = 15$ Nietquerschnitten gleichwertig sein. Daraus folgt, daß bei normalen Anschlüssen der Nachweis der Beanspruchung in den Anschlußwinkeln entbehrlich ist.

c) Querträgeranschlüsse.

Die Anschlußwinkel der Querträger sind bei Blechträgerbrücken gleichzeitig Aussteifungswinkel der Blechwand des Hauptträgers, bei Fachwerkbrücken werden die Querträgeranschlüsse gleichfalls durchgeführt, wenn sie für die Querversteifung, den Anschluß der Eckbleche an die Vertikalen, erforderlich sind. In all diesen Fällen werden die an dem Hauptträger sitzenden Schenkel der Anschlußwinkel durch so viele Niete gefaßt, daß ein besonderer Nachweis ihrer Beanspruchung überflüssig ist. Die Berechnung erstreckt sich dann nur auf die im Stege der Querträger sitzenden zweischnittigen Niete und zwar wieder nach den beiden Formeln

$$\sigma_s = \frac{P}{n \cdot 2\pi \frac{d^2}{4}} \text{ und } \sigma_l = \frac{P}{n \cdot d \cdot \delta}.$$

7. Stoßberechnung.

a) Blechträger.

Beim Blechträger sind zu unterscheiden: der Stehblechstoß, der Winkel- und der Plattenstoß.

Die Stoßlücke beim Stehblechstoß wird durch Laschen gedeckt, die den Querschnitt und das Widerstandsmoment des an dieser Stelle nicht vorhandenen Stehbleches ersetzen sollen. Beim Widerstandsmoment ist darauf zu achten, daß das Stehblech nicht für sich allein da ist, sondern nur ein Teil des Gesamtquerschnittes ist. Das Widerstandsmoment des Gesamtquerschnittes wird dadurch erhalten, daß die Trägheitsmomente der einzelnen Teile addiert werden und die Summe durch die halbe Gesamthöhe dividiert wird. Streng genommen, ist durch den Abstand der äußersten Faser von der neutralen zu dividieren. Da die Träger jedoch fast immer symmetrischen Querschnitt haben, so fällt die neutrale Faserschicht mit der horizontalen Symmetrieachse zusammen, die in der halben Höhe liegt.

Dieser Zugehörigkeit des Stehbleches zum Gesamtquerschnitt wird dadurch Rechnung getragen, daß beim Aufstellen des Widerstandsmomentes für das Stehblech der Ausdruck mit dem Verhältnis der zugehörigen Höhen multipliziert wird.

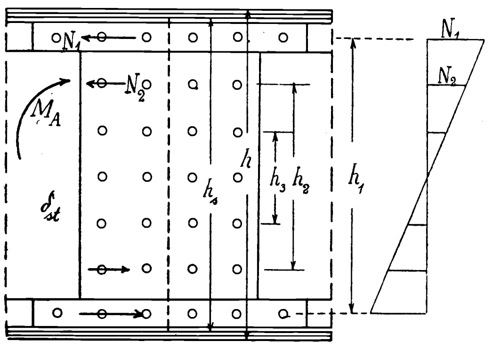

Fig. 35.

$$W_{st} = \frac{\delta \cdot h_s^2}{6} \cdot \frac{h_s}{h}.$$

Hauptsächlich ist jedoch nachzuweisen, daß die Anzahl der Niete auf jeder Stoßseite ausreicht.

Infolge der Belastung sucht sich der Träger durchzubiegen; denn es bildet sich das äußere Angriffsmoment, das im rechtsdrehenden Sinne auf den Träger wirkt. Dadurch pressen sich die Stoßlaschen gegen die Nietschäfte, und es bildet sich eine Reaktion zu dem Moment M_A, nämlich das Nietmoment M_n. In unserem Falle sind 2 Nietreihen zu beiden Seiten der Stoßlücke angeordnet. Die Niete in den Gurten dürfen nur dann mit zur Stoßdeckung gerechnet werden, wenn auch auf den Winkelschenkeln besondere Laschen liegen.

Ist N die Kraft, mit der 1 Niet drückt oder gedrückt wird, so bilden 2 Niete oben und unten das Moment

$$M_n = 2\,N_1 \cdot h_1$$

und sämtliche Niete auf einer Stoßseite das Nietmoment

$$\Sigma\,M_n = 2\,N_1 \cdot h_1 + 2\,N_2 \cdot h_2 + 2\,N_3 \cdot h_3 + \ldots\ldots$$

Da die Spannungen und damit auch die Normalkräfte von der Nullachse nach oben und unten hin gleichmäßig zunehmen, so verhalten sich die Kräfte N zueinander wie ihre zugehörigen Abstände voneinander.

$$\frac{N_2}{N_1} = \frac{h_2}{h_1}; \quad N_2 = \frac{h_2}{h_1} \cdot N_1$$

$$\frac{N_3}{N_1} = \frac{h_3}{h_1}; \quad N_3 = \frac{h_3}{h_1} \cdot N_1$$

usw. Demnach ist das Nietmoment

$$M_n = 2 \cdot \left(N_1 \cdot h_1 + \frac{h_2}{h_1} \cdot N_1 \cdot h_2 + \frac{h_3}{h_1} \cdot N_1 \cdot h_3 + \ldots\right).$$

Die Niete sind nur des gestoßenen Stehbleches wegen da, sie haben demnach nicht das gesamte äußere Angriffsmoment aufzunehmen, sondern nur denjenigen Teil des Momentes, der auf das Stehblech entfällt. Zu diesem Zwecke ist zuerst die an der Stoßstelle vorhandene Beanspruchung zu berechnen. Das an dieser Stelle herrschende Biegungsmoment dividiert durch das Widerstandsmoment gibt die Beanspruchung σ an der Stoßstelle. Nach der Biegungsformel $\sigma = \frac{M}{W}$ ist das Moment $M = \sigma \cdot W$. Das Widerstandsmoment des Stehbleches ist

$$W_{st} = \delta \cdot \frac{h_s^2}{6} \cdot \frac{h_s}{h}$$

und das vom Stehbleche aufzunehmende Biegungsmoment

$$M_{st} = \sigma \cdot \delta \cdot \frac{h_s^2}{6} \cdot \frac{h_s}{h}.$$

In der letzten Gleichung ist alles bekannt, in der Gleichung für M_n ist nur der Wert N_1 noch unbekannt. Durch die Bedingungsgleichung

$$M_n = M_{st}$$

$$2 \cdot \left(N_1 \cdot h_1 + \frac{h_2}{h_1} \cdot N_1 \cdot h_2 + \frac{h_3}{h_1} \cdot N_1 \cdot h_3 + \ldots\right) = \sigma \cdot \delta \cdot \frac{h_s^2}{6} \cdot \frac{h_s}{h}$$

wird die Kraft N_1 in den äußersten Nieten gefunden. Da die Niete zweischnittig sind, so ergibt sich wieder ihre Beanspruchung nach

$$\sigma_s = \frac{N_1}{2 \cdot \frac{\pi d^2}{4}} \quad \text{und} \quad \sigma_l = \frac{N_1}{d \cdot \delta}.$$

(Hier nicht mit n multipliziert, da N_1 die Kraft eines Nietes ist. Eine Zahlenrechnung ist in Beispiel 3 durchgeführt.)

Die Stöße der Gurte sind einfacher zu berechnen. In den Gurten herrscht oben nur Druckspannung und unten nur Zugspannung, es ist keine Biegung aufzunehmen, und es ist nur die Formel $\sigma = \frac{P}{F}$ zu berücksichtigen.

Die gestoßenen Winkel sind durch Winkel- oder Flacheisenlaschen von gleichem Querschnitte zu decken. Jede Lasche ist durch Niete anzuschließen. Ist F_l der Laschenquerschnitt, σ_{st} die an der Stoßstelle herrschende Querschnittsbeanspruchung, so ist die anzuschließende Kraft $P_n = \sigma_{st} \cdot F_l$. Sind n Niete zum Anschluss gewählt, so ist ihre Beanspruchung:

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

Jede Gurtplatte kann für sich gestoßen und für sich gedeckt werden. Die Berechnung ist genau wie beim Winkelstoß. Plattenquerschnitt mal Beanspruchung an der Stoßstelle gibt die anzuschließende Kraft. Anschlußkraft dividiert durch Nietquerschnitte gibt die Nietbeanspruchung.

Fig. 36.

Müller-Breslau empfiehlt den gleichzeitigen Stoß aller Gurtplatten in der skizzierten Weise und Deckung aller durch eine Lasche.

Die Anzahl n der für den Anschluß einer Lasche erforderlichen Niete bestimmt die Stoßabstände und die Länge der Stoßlasche.

b) Fachwerkträger.

In den Stäben eines Fachwerkes herrscht nur Zug oder Druck, da die durch die feste Knotenpunktsvernietung verursachten Biegungsspannungen als vernachlässigbar klein nicht in Betracht kommen. Die Nietberechnung dreht sich also auch hier wieder nur um die Formel $\sigma = \frac{P}{F}$.

Gestoßene Platten werden durch Laschen gleichen Querschnittes gedeckt, gestoßene Profileisen auch meist durch horizontale und senkrechte Laschen. Es ist darauf zu achten, daß der gestoßene Querschnitt in senkrechter und horizontaler Richtung gedeckt wird. Das Knotenblech kann mit zur Stoßdeckung verwendet werden. Die Knotenbleche sind als die ruhenden Pole anzusehen, an die die einzelnen Querschnittsteile angeschlossen werden. Überhaupt ist jeder Stoß, d. h. die Stoßniete, so zu berechnen, daß auf der einen Seite der Stoßlücke alles fest ist, und daß von der anderen Seite alles auf die Lücke zudrückt oder von ihr fortzieht. Die ziehenden oder drückenden Querschnittsteile sind dann durch die Stoßniete anzuschließen. Die Anschlußkraft ist gleich dem betreffenden Querschnittsteile mal der an der Stoßstelle herrschenden Beanspruchung im Gesamtquerschnitte. Es werden oft 2 und 3 Bleche durch dieselben Niete anzuschließen sein; es werden jedoch mehrere Bleche nach derselben Richtung streben und die Niete nicht mehrschnittig sein.

Ist der Gesamtquerschnitt gestoßen, so ist die ganze Stabkraft oder Gesamtquerschnitt mal Beanspruchung anzuschließen. Geht der Gurt an einem Knoten ungestoßen durch, so ist nur der Unterschied der beiden Gurtkräfte durch Niete aufzunehmen.

(Über zahlenmäßige Durchrechnungen von Anschlüssen und Stößen siehe Beisp. 4 und 6.)

8. Konsol- und Fußwegträger.

a) Walz- oder Blechträger.

Die an den Fahrbahnenden zur Auflagerung der letzten Brückenschwelle angebrachten Konsole aus Walzträgerstücken oder mit Winkeln gesäumten Blechen, werden meist durch ungleichschenklige Winkel oder auch noch durch eine Horizontallasche angeschlossen.

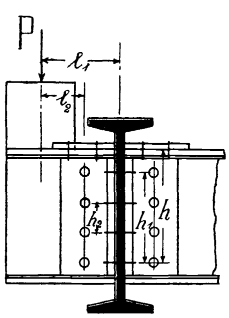

Fig. 37.

Die Beanspruchung der Anschlußniete ergibt sich wie folgt:

Man unterscheidet die Niete im Stehbleche des Querträgers von denjenigen im Konsolstege. Von beiden Nietreihen ist sowohl das angreifende Moment als auch die abscherende Querkraft aufzunehmen. Das Nietmoment ist wieder gleich dem Angriffsmoment zu setzen.

Niete im Querträger.

Die Niete im Stege des Querträgers werden durch das Moment auf Zug beansprucht, da es das Bestreben hat, die Nietköpfe abzureißen. Die Querkraft sucht die Niete abzuscheren.

Angriffsmoment

$$M_A = P \cdot l_1 \qquad (10\,t \cdot l_1),$$

Querkraft

$$Q = P \qquad (10\,t).$$

In unserer Skizze sind vorn und hinten Anschlußwinkel, und es sind demnach $2 \cdot 4$ Niete vorhanden.

Nietmoment

$$M_n = 2\,N_1 \cdot h_1 + 2\,N_2 \cdot h_2$$

(ohne Berücksichtigung der Laschenniete).

Nun verhalten sich

$$\frac{N_2}{N_1} = \frac{h_2}{h_1}; \qquad N_2 = \frac{h_2}{h_1} \cdot N_1.$$

Eingesetzt

$$M_n = 2\,N_1 \cdot h_1 + 2 \cdot \frac{h_2^2}{h_1} \cdot N_1 = 2\,N_1 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2^2}{h_1}\right)$$

$$= 2\,N_1 \cdot \frac{(h_1^2 + h_2^2)}{h_1}.$$

Es muß nun sein

$$M_A = 2\,N_1 \cdot \frac{(h_1^2 + h_2^2)}{h_1}.$$

Wird die Nietkraft durch die Zugbeanspruchung und den Querschnitt ersetzt, so ergibt sich:

$$M_A = 2 \cdot \sigma_z' \cdot f \cdot \frac{(h_1^2 + h_2^2)}{h_1}$$

und

$$\sigma_z' = \frac{M_A \cdot h_1}{2\,f \cdot (h_1^2 + h_2^2)}.$$

Durch die Querkraft Q wird verursacht

$$\sigma_s = \frac{Q}{n \cdot \frac{2\,\pi\,d^2}{4}} \qquad \left(\text{hier: } \frac{Q}{4 \cdot \frac{2\,\pi\,d^2}{4}}\right).$$

Diese beiden Beanspruchungen σ_z' und σ_s setzen sich zusammen zu

$$\sigma_z = \frac{\sigma_z'}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z'}{2}\right)^2 + \sigma_s^2}.$$

Die Niete im Stege des Konsolträgers sind zweischnittig, es reicht daher aus, den Lochleibungsdruck nachzuweisen.

Angriffsmoment

$$M_A = P \cdot l_2 \qquad (10\,t \cdot l_2),$$

Querkraft

$$Q = P \qquad (10\,t).$$

Durch das Moment wird erzeugt

$$\sigma_l' = f \cdot \frac{M_A}{d \cdot \delta \cdot h_1},$$

durch die Querkraft

$$\sigma_l'' = \frac{Q}{n \cdot d \cdot \delta} \left(\text{hier: } \frac{Q}{4 \cdot d \cdot \delta}\right).$$

Beide Beanspruchungen setzen sich zusammen zu:

$$\sigma_l = \sqrt{(\sigma_l')^2 + (\sigma_l'')^2}.$$

(Über den Faktor f in der Formel für σ_l' siehe die Berechnung der Stoßniete in Beisp. 3.)

Steht die Tabelle von Dircksen nicht zur Berechnung von f zur Verfügung, so ist die Formel ohne Rücksicht auf f anzuwenden; nur ist darauf zu achten, daß bei 2 Nietreihen die Beanspruchung halb so groß ist, bei 3 Nietreihen nur den dritten Teil beträgt, da 2 Reihen naturgemäß doppelt, 3 Reihen dreifach so viel aushalten können wie eine Nietreihe.

Reichen die Niete in den Anschlußwinkeln nicht aus, so ist eine Horizontallasche einzuziehen, deren Niete das Nietmoment der Querträger hauptsächlich verstärken. In dem skizzierten Falle sind $2 \cdot 2 = 4$ Niete vorhanden.

$$M_n = 4\,N \cdot h = 4\,\sigma_z' \cdot f \cdot h = M_A$$

und

$$\sigma_z' = \frac{M_A}{4\,f \cdot h}.$$

Es ergibt sich also insgesamt

$$\sigma_z' = \frac{M_A \cdot h}{2\,f \cdot (2\,f \cdot h^2 + h_1^2 + h_2^2)}.$$

(In der Durchrechnung des Beispieles 4 sind die Hebelarme der Nietkräfte nicht von der Mitte aus gerechnet, sondern vom untersten Niet, da die Annahme einer Nullinie in halber Niethöhe bei Berücksichtigung der Laschenniete nicht recht zulässig erscheint.)

Seitliche Fußwegkonsole sind oft vollwandig ausgebildet. Hier ist wegen der größeren Ausladung außer der Nietbeanspruchung noch diejenige im Bleche an der Anschlußstelle nachzuweisen. Die Biegungsbeanspruchung beträgt $\sigma_b = \frac{M}{W}$. Das äußere Längseisen bringt an Eigengewicht die halbe Feldlast, an Nutzlast eine Einzellast von 150 kg. Allgemein wird ein Angriffsmoment von $M = P \cdot l$ ausgeübt.

Das Trägheitsmoment an der Anschlußstelle

$$J_{st} = \frac{\delta \cdot h^3}{12} - \left[\frac{\delta \cdot h_1^3}{12} + \frac{\delta \cdot h_2^3}{12} + \frac{\delta \cdot h_3^3}{12} - \left(\frac{\delta \cdot h_1'^3}{12} + \frac{\delta \cdot h_2'^3}{12} + \frac{\delta \cdot h_3'^3}{12}\right)\right]$$

$$= \frac{\delta \cdot h^3}{12} - \frac{\delta}{12}[h_1^3 + h_2^3 + h_3^3 - (h_1'^3 + h_2'^3 + h_3'^3)]$$

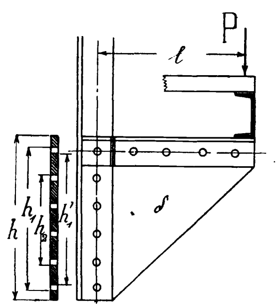

Fig. 38.

Das vorhandene Widerstandsmoment

$$W_{st} = \frac{J_{st}}{\frac{h}{2}}$$

und die Beanspruchung

$$\sigma_b = \frac{P \cdot l}{W_{st}}.$$

b) Fachwerkträger.

Ist das Fußwegkonsol fachwerkartig ausgebildet, so kann bei größerer Ausbildung (Fig. 39) ein kleiner Kräfteplan ebenso schnell zum Ziele führen, wie bei kleinerer Ausbildung (Fig. 40) die rechnerische Ermittelung der Stabkräfte (siehe Beisp. 3).

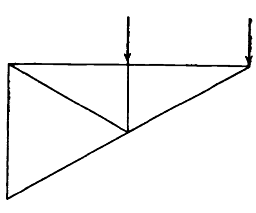

Fig. 39.

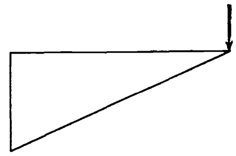

Fig 40.

9. Windverband.

a) Walzträger.

Bei kleineren Überbauten aus Walzträgern, die unmittelbar die Schwellen tragen, liegt der Windverband in der oberen Gurtung, wo die Fahrbahn angeordnet ist, wo er also, streng genommen, immer liegen soll.

Da nur ein Verband vorhanden ist, so hat er den gesamten Winddruck aufzunehmen, der sich zusammensetzt aus: $\Sigma w = w_t + w_f + w_e$ = Winddruck auf die Hauptträger + Winddruck auf die Fahrbahn + Winddruck auf den Eisenbahnzug.

Es ist nicht nur der direkt vom Winde getroffene Hauptträger zu berücksichtigen, sondern auch der abseits auf der „Leeseite" liegende. Der letztere wird im allgemeinen mit 20—25 % eingeführt. Der Eisenbahnzug ist als ein 3,0 m hohes Verkehrsband anzusehen, das sich ohne Unterbrechung über die Brücke zieht. Der Wind selbst drückt mit 150 kg/m² bei belasteter Brücke und mit 250 kg/m² bei unbelasteter.

Ist n die Zahl der Felder, so ergibt $\frac{\Sigma w}{n}$ die Knotenlast. Die Vertikalen des horizontalen Parallelträgers haben die in den betreffenden Feldern herrschenden Querkräfte aufzunehmen, die Diagonalen verhalten sich zu den Querkräften oder Vertikalen wie die zugehörigen Stablängen.

$$\frac{D}{V} = \frac{d}{h}.$$

Bei diesen Verbänden sind die Diagonalen meist einfach angeordnet, so daß sie auch drucksicher sein müssen, da der Wind von allen Seiten angreifen kann.

b) Blechträger.

Blechträger mit obenliegender Fahrbahn tragen in der Fahrbahnebene einen durchgehenden Horizontalverband; an den einzelnen Feldenden sind die Hauptträger durch Querkreuze verbunden. Hier sind die Diagonalen meist doppelt in den Feldern angeordnet und an ihrer Kreuzungsstelle durch Knotenbleche fest verbunden. Dadurch kann die durch Druck beanspruchte Diagonale nicht ausweichen, wie früher bei Flacheisenstäben, wo bei Druck in der einen Diagonalen die Gegendiagonale gespannt wurde. Die jetzt ausgeführten Diagonalen sind also sämtlich auf Druck und Knicken zu untersuchen.

Die Eulersche Knickformel lautet

$$P = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l^2}$$

(sogen. 2. Belastungsfall).

Darin bedeuten:

l = Stablänge in cm,
J = Trägheitsmoment in cm⁴,
E = Elastizitätsmodul in kg/cm²,
P = Knickbelastung in k,
π = 3,14.....

Die Formel gibt den Fall der einfachen Knicksicherheit, man kann sie also auch schreiben:

$$1 = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{P \cdot l^2}$$

und bei n facher Sicherheit

$$n = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{P \cdot l^2}.$$

Ersetzt man cm und kg durch m und t, so ergibt sich

$$n = \frac{3{,}14^2 \cdot 2150 \cdot J}{P \cdot 100 \cdot 100 \cdot l^2} = \frac{2{,}122 \cdot J}{P \cdot l^2}.$$

Setzt man in die letztere Formel J in cm⁴, P in t und l in m ein, so erhält man den Grad der Sicherheit gegen Knicken.

Sind die Diagonalen jedoch doppelt vorhanden und durch ein Knotenblech an der Kreuzungsstelle verbunden, so ist in die Formel nur die halbe Druckkraft und die halbe Stablänge einzusetzen.

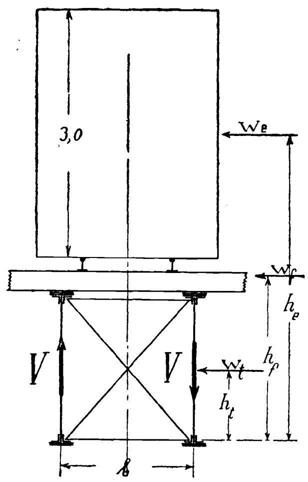

Fig. 41.

Da in den Untergurten kein eigentlicher Verband angeordnet ist, sondern nur Querriegel, so hat der obere Verband wieder $\Sigma w = w_t + w_f + w_e$ aufzunehmen, auf die Endquerkreuze und auf die Widerlager zu übertragen.

Bei sehr hohen Blechträgerbrücken mit schwerer oberer Fahrbahn (event. durchgeführter Bettung) sind die senkrechten Zusatzlasten infolge Wind zu berechnen, und es ist zu untersuchen, ob die Träger auch gegen Umkippen durch Wind gesichert sind. Den Windmomenten gegenüber, die in der Skizze linksdrehend, muß sich eine Reaktion, ein rechtsdrehendes Kräftepaar herausbilden. Dadurch entstehen die senkrechten Zusatzlasten v der Hauptträger, die bei jeder Windrichtung gegen die Brücke den einen Hauptträger entlasten, den anderen belasten.

Es muß sein

$$v \cdot b = w_e \cdot h_e + w_f \cdot h_f + w_t \cdot h_t$$

und

$$v = \frac{w_e \cdot h_e + w_f \cdot h_f + w_t \cdot h_t}{b}.$$

Die Zusatzlasten sind bei der Berechnung zu berücksichtigen, wenn sie mehr als $^1/_{10}$ der Belastung aus Eigengewicht und Verkehrslast betragen.

Dem Umkippen infolge Wind setzen sich die senkrecht in der Mittelachse wirkenden Kräfte aus Eigengewicht der Brücke und Fahrzeuge G und Verkehrslast Q entgegen. Die Brücke hält gerade stand, wenn das Windmoment gleich dem Lastmoment ist. Wird die Gleichung umgeformt, um den Sicherheitsgrad zu erhalten, so ergibt sich

$$n = \frac{G \cdot \frac{b}{2}}{w_e \cdot h_e + w_t \cdot h_t + w_f \cdot h_f}$$

und

$$n = \frac{(G + Q) \cdot \frac{b}{2}}{w_e \cdot h_e + w_t \cdot h_t + w_f \cdot h_f}.$$

Im ersten Falle ist der Winddruck mit 250 kg/m² einzuführen, im zweiten Falle mit 150 kg/m².

Bei Fahrbahn unten ist im Untergurt der Hauptträger ein Horizontalverband angeordnet, der den gesamten Winddruck aufzunehmen hat.

Die Diagonalen sind doppelt vorhanden und an ihrer Kreuzungsstelle durch Knotenbleche verbunden. Die Zug- und Druckbeanspruchung ist nachzuweisen. In die „Knickformel“ ist dann die halbe Druckkraft und die halbe Stablänge einzusetzen. Die Vertikalen werden hier durch die Querträger ersetzt, die also außer ihrer Biegungsspannung noch eine Druckspannung erfahren und bei genauer Berechnung nach der Formel $\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W}$ dimensioniert werden müßten. Die Kraft P wäre dann die Vertikal- oder Querkraft im Windträger senkrecht zum Trägerquerschnitt. Der Querträger wird jedoch nur nach dem Biegungsmoment bestimmt.

Wie schon hervorgehoben, werden die Winddiagonalen jetzt nicht mehr aus Flacheisen, sondern aus steifen, biegungsfesten Profilen, meist Winkeleisen, hergestellt, und zwar soll hierbei kein Winkeleisen unter 70/70 verwendet werden. Jeder Stab soll durch 3 Niete angeschlossen sein, wenn wesentliche Kräfte aufzunehmen sind, um die Gefahr der Überbeanspruchung bei schlecht geschlagenen Nieten zu vermeiden. Auch ist darauf zu achten, daß an der Kreuzungsstelle dieselbe Nietanzahl vorhanden ist, besonders wenn dort eine Diagonale stumpf gegen die andere stößt.

c) Oben offene Fachwerkbrücken.

Bei oben offenen Fachwerkbrücken reicht die Höhe nicht aus, um auch die Obergurte durch einen Horizontalverband in Zusammenhang zu bringen. Hier ist durch den Verband in den Untergurten der ganze Winddruck auf Träger, Fahrbahn und Verkehrsband aufzunehmen. Die Quersteifigkeit ist durch kräftige Eckbleche zu wahren, die die Querträger fest mit den Vertikalen verbinden. Hier ist jedoch eine gewisse Sicherheit nachzuweisen, und zwar nach der Formel von „Engesser".

Es ist

$$n = \frac{E}{S \cdot h} \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot J_1 \cdot J_2}{\lambda \cdot h}}.$$

Darin bedeuten: S = größte Druckkraft im Obergurt, J_1 = Trägheitsmoment des Obergurtstabes, J_2 = Trägheitsmoment des Vertikalstabes, h = Abstand des Obergurtschwerpunktes vom höchsten Niete der Querversteifung.

Liegen die Längsträger nicht im Windschutze, so ist schon bei kleineren Brücken, in jedem Falle jedoch bei allen größeren Fachwerkbrücken, ein besonderer „Bremsverband" zwischen ihnen einzubauen. Die Radlasten der Lokomotive sind hierbei mit $^1/_7$ ihres Betrages in die Rechnung einzuführen (Beisp. 4).

d) Oben geschlossene Fachwerkbrücken.

Hier gestattet es die Höhe, einen oberen Verband einzubauen, der den Winddruck auf die halben Hauptträgerflächen aufzunehmen hat; der Wind ist mit 250 kg/m² einzuführen. Der untere Verband hat demnach $\Sigma w = \frac{1}{2} w_t + w_f + w_e$ aufzunehmen. Kann der obere Verband bis zu den Enden durchgeführt werden, so ist an jedem Brückenende ein steifer Querrahmen einzubauen, der den Auflagerdruck des Windes in die Widerlager leitet. (Über die Berechnung solcher Rahmen siehe: Schwengler, „Die Elastizitätstheorie und der Eisenbau".) Die Gurte der Windträger sind gleichzeitig Gurte der Hauptträger. Die letzteren erhalten demnach Zusatzlasten, die die Beanspruchung des Stabes erhöhen. Bei größeren Brücken ist nachzuweisen, daß die bei Berücksichtigung des Windes erhöhte zulässige Beanspruchung nicht überschritten wird.

10. Geländer.

Eine Berechnung der Geländereisen ist im allgemeinen nicht erforderlich, da die angreifenden Kräfte zu gering sind. Im Bedarfsfalle sind die Stiele als Freiträger mit einer horizontalen Einzellast von 100 kg in 1,0 m Höhe über Bohlenbelag zu berechnen.

11. Lager.

Die gewölbten Lagerplatten kleinerer Brücken bis zu 15,0 m Stützweite werden mittels des Biegungsmomentes $M = \frac{A \cdot l}{8}$ bestimmt. (Siehe Beispiele 1, 2, 3.)

Für die Bolzenkipp- und Rollenlager größerer Brücken gelten die „Hertzschen" Gleichungen, die von „Müller-Breslau" erweitert sind und in seinen Vorlesungen gegeben werden.

Bolzen:

$$\sigma = \frac{0{,}8\,A}{r \cdot b}$$

(b = Bolzenlänge, r = Bolzenhalbmesser);

Stegstärke:

$$d = \frac{A}{1{,}5 \cdot b};$$

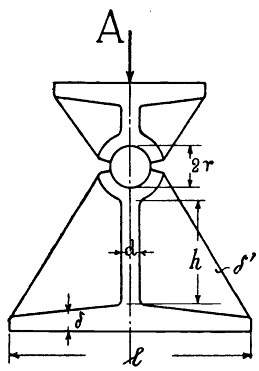

Fig. 42.

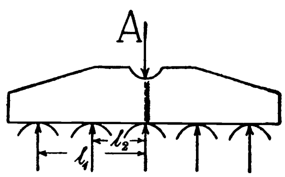

Fig. 43.

Grundplatte:

$$\delta = \frac{h}{3}\left[1 - \sqrt{\frac{b - 4\,z \cdot \delta'}{b - z \cdot \delta'}}\right];$$

Stuhlhöhe:

$$0{,}22 \cdot z \cdot \delta' \cdot h^2 \cdot k = \frac{A \cdot l}{8};$$

z = Rippenzahl, δ' = Rippenstärke.

Bei einer Rolle:

$$\sigma = 0{,}42 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot E}{r}}.$$

P ist die Last pro 1 cm Rollenlänge in Tonnen.

Bei mehreren Rollen muß das Produkt aus Rollenzahl mal Länge mal Durchmesser zwischen 28 und 40 A liegen.

$$n \cdot b \cdot d = 28\,A - 40\,A.$$

Die über den Rollen ruhende Lagerplatte wird in der Mitte eingespannt gedacht und als Freiträger berechnet.

$$M_{max} = \Sigma\, P \cdot l = \left(\frac{A}{5} \cdot l_1 + \frac{A}{5} \cdot l_2\right).$$

Alle Formeln lassen bei Rollen aus bestem Stahlguß 6000—7000 kg/cm², bei den Platten und Bolzen bis 1200 kg/cm² zu.

II. Beispiele.

1. Statische Berechnung für eine eingleisige Eisenbahnbrücke von 6,60 m Stützweite mit unbeschränkter Bauhöhe.

Allgemeines. Die Schwellen ruhen unmittelbar auf den Schwellen- oder Hauptträgern.

Maßgebend für die Berechnung sind die preußischen ministeriellen Vorschriften vom 1. Mai 1903.

Die zulässigen Beanspruchungen betragen für die Schwellenträger und für die Glieder der Querverbindung 750 kg/cm²; für die Niete in den Anschlüssen $0{,}9 \cdot 750 = 675$ kg/cm² bzw. $2 \cdot 675 = 1350$ kg/cm².

Schwellen. Das größte Biegungsmoment beträgt für die Schwellen

$$M_{max} = 10\,\text{t} \cdot 0{,}15\,\text{m} = 1{,}50\,\text{tm} = 150\,000\,\text{kgcm}.$$

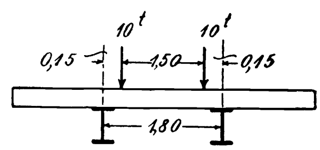

Fig. 44.

Der gewählte Querschnitt hat ein Widerstandsmoment

$$W = \frac{24 \cdot 26^2}{6} = 2704\ \text{cm}^3.$$

Damit ergibt sich die größte Biegungsbeanspruchung in den Schwellen

$$\sigma_{max} = \frac{150\,000}{2704} = 55\ \text{kg/cm}^2$$

zulässig: 75 „ .

Schwellenträger. Das größte Biegungsmoment infolge Verkehrslast beträgt nach der Tabelle in den Vorschriften

$$M_p = \frac{57{,}0 + 16{,}4 \cdot 0{,}6}{2} = 33{,}42\ \text{tm}.$$

Das Eigengewicht für Walz- und Blechträgerbrücken bei einer Hauptträgerentfernung von 1,80 m und Fahrbahn oben berechnet sich für den lfd. m eines Hauptträgers nach

$$\frac{880 + 54 \cdot l}{2}$$ (siehe Hilfswerte v. Dircksen).

Eingesetzt ergibt sich:

$$\frac{880 + 54 \cdot 6{,}6}{2} = 618\ \text{kg}.$$

Dadurch wird hervorgerufen

$$M_g = \frac{0{,}618 \cdot 6{,}6^2}{8} = 3{,}37\ \text{tm},$$

so daß das größte Moment infolge Gesamtbelastung

$$M_{max} = 33{,}42 + 3{,}37 = 36{,}79\ \text{tm}$$

beträgt.

Gewählt ist ein Differdinger Profil I 55 B mit einem Widerstandsmoment W = 5306 cm³. Also ist die größte Biegungsbeanspruchung des Trägers:

$$\sigma_{max} = \frac{3\,769\,000}{5306} = 694 \text{ kg/cm}^2.$$

Quer- und Windverband. Als Quersteifen sind 4 [N. P. 20 angeordnet, die durch ungleichschenklige Winkel 100/200/14 an die Hauptträger angeschlossen sind. Der Nachweis der Beanspruchung erübrigt sich bei diesen aus Gründen der Quersteifigkeit so stark gewählten Profilen.

Die Angriffsfläche des Windes setzt sich wie folgt zusammen:

Schwellenträger $0{,}55 \cdot 6{,}90$	=	3,80 qm
Schwellenträger auf der Leeseite mit 25 %	=	0,95 „
Schwellen $0{,}26 \cdot 6{,}90$	=	1,80 „
Schienen $0{,}15 \cdot 6{,}90$	=	1,04 „
Fahrband $3{,}0 \cdot 6{,}90$	=	20,70 „
	Σ =	28,29 qm

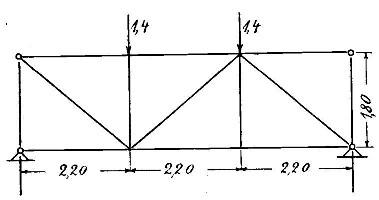

Fig. 45.

Der Gesamtwinddruck beträgt

$$\Sigma w = 28{,}29 \cdot 150 = 4243 \text{ kg} = 4{,}24 \text{ t}$$

und die Knotenlast für den Windverband

$$w = \frac{4{,}24}{3} = 1{,}4 \text{ t.}$$

Daraus ergeben sich die Querkräfte

$$Q_1 = 1{,}4 \cdot 1{,}0 = 1{,}4 \text{ t usw.}$$

Da sich die Spannkräfte in dem Windträger wie die Stablängen verhalten, so ermittelt sich die Spannkraft in der Diagonalen im Endfeld wie folgt:

Diagonallänge

$$d = \sqrt{2{,}2^2 + 1{,}8^2} = 2{,}84 \text{ m}$$

$$\frac{D}{Q} = \frac{d}{h} \text{ und } D_{max} = \frac{d}{h} \cdot Q_{max} = \frac{2{,}84}{1{,}8} \cdot 1{,}4 = 2{,}2 \text{ t.}$$

Für die Diagonalen ist das Winkelprofil $90 \cdot 90 \cdot 9$ durchgeführt. Da sich in jedem Felde nur eine Diagonale befindet, so müssen die Diagonalen sowohl druck- wie zugsicher sein, da der Wind von jeder Seite wehen kann.

Größte Druckbeanspruchung

$$\sigma_d = \frac{2200}{15{,}5} = 142 \text{ kg/cm}^2.$$

Größte Zugbeanspruchung

$$\sigma_z = \frac{2200}{15{,}5 - 0{,}9 \cdot 2{,}0} = 160 \text{kg/cm}^2.$$

Im Falle des Druckes beträgt die vorhandene Knicksicherheit der Enddiagonale

$$n = \frac{2{,}122 \cdot 47{,}8}{2{,}2 \cdot 2{,}84^2} = 5{,}6.$$

Jede Diagonale ist durch 3 Niete a 20 Φ an das zugehörige Knotenblech angeschlossen.

Größte Nietbeanspruchung:

$$\sigma_s = \frac{2200}{3 \cdot 3{,}14} = 234 \text{ kg/cm}^2.$$

Lager. Die Lagerkörper bestehen aus gewölbten Unterlagsplatten. Das Material ist Stahlguß mit einer zulässigen Beanspruchung $\sigma = 1000 - 1200$ kg/cm². Der größte Auflagerdruck infolge Verkehrs berechnet sich mittels der Tabelle in den Vorschriften.

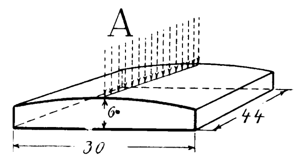

Fig. 46.

$$A_p = \frac{255 + 85 \cdot 0{,}6}{2 \cdot 6{,}6} = 23{,}2 \text{ t}$$

$$A_g = 0{,}618 \cdot \frac{6{,}6}{2} = 2{,}04 \text{ t}$$

$$A_{max} = 25{,}24 \text{ t.}$$

Damit beträgt das größte Biegungsmoment der Lagerplatte

$$M_{max} = 25{,}24 \cdot \frac{30}{8} = 94{,}65 \text{ tcm}$$

$$W_{vorh.} = 44 \cdot \frac{6^2}{6} = 264 \text{ cm}^3.$$

Biegungsbeanspruchung

$$\sigma_{max} = \frac{94650}{264} = 360 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Auflagerquader wird gedrückt mit

$$k_d = \frac{25240}{30 \cdot 44} = 19 \text{ kg/cm}^2.$$

Zulässig sind bei Granit 40 kg/cm².

2. Statische Berechnung für eine eingleisige Eisenbahnbrücke von 12,0 m Stützweite und unbeschränkter Bauhöhe.

Als Belastung gilt der sog. 17-t-Zug der preußischen Vorschriften vom 1. Mai 1903. Die zulässige Beanspruchung beträgt für die Hauptträger 850 kg/cm². Besondere Fahrbahnträger sind nicht vorhanden, da die Schwellen unmittelbar auf den Hauptträgern ruhen.

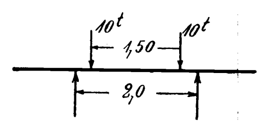

Fig. 47.

Schwellen. Bei der Hauptträgerentfernung von 2,0 m ergibt sich ein Biegungsmoment von

$$M = 10 \text{ t} \cdot 0{,}25 \text{ m} = 2{,}50 \text{ tm.}$$

Gewählt sind Schwellen vom Querschnitte 26/28 cm und einem Widerstandsmomente $W = 26 \cdot \frac{28^2}{6} = 3400$ cm³. Damit beträgt die größte Biegungsbeanspruchung

$$\sigma_{max} = \frac{250\,000}{3400} = 74 \text{ kg/cm}^2.$$

Hauptträger. Das Eigengewicht von Blechträgerbrücken mit aufgelagerten Schwellen ergibt sich nach „Dircksen" zu

$$g = 1015 + 54 \cdot l = 1015 + 54 \cdot 12 = 1663 \text{ kg.}$$

Für den lfd. m eines Hauptträgers $\frac{1663}{2} = 831$ kg. Hiermit ermittelt sich das größte Biegungsmoment infolge Eigenlast

$$M_g = \frac{0{,}83 \cdot 12{,}0^2}{8} = 15{,}0 \text{ tm.}$$

Gemäß der Tabelle für die Größtmomente in den ,,Vorschriften" beträgt das größte Biegungsmoment infolge Verkehrslast für einen Hauptträger

$$M_p = \frac{178{,}4}{2} = 89{,}2\,\mathrm{tm},$$

so daß sich ein Gesamtmoment von

$$M_{max} = 89{,}2 + 15{,}0 = 104{,}2\,\mathrm{tm}$$

ergibt.

Der gewählte Blechträger besteht aus dem Stehblech 1400/10, den Gurtwinkeln 90 · 90 · 13 und 2 Gurtplatten 200 · 13. Das in Trägermitte vorhandene Widerstandsmoment des Querschnittes berechnet sich wie folgt:

$$J_{\text{Stehblech}} = 1{,}0 \cdot \frac{140^3}{12} \ldots\ldots\ldots = 228\,700\ \mathrm{cm}^4$$

$$J_{\measuredangle} = 2 \cdot (316 + 2 \cdot 21{,}8 \cdot 67{,}3^2) \ldots\ldots\ldots = 395\,560\ ,,$$

$$J_{\text{Platten}} = \frac{20}{12} \cdot (145{,}2^3 - 140^3) \ldots\ldots\ldots = 510\,000\ ,,$$

$$J_{\text{voll}} = 1\,134\,260\ \mathrm{cm}^4.$$

Davon gehen in Abzug die Nietlöcher in den Platten und horizontalen Winkelschenkeln, ferner die Nietlöcher im Stehblech, da sich in Brückenmitte ein Versteifungswinkel befindet.

$$J_n = \frac{2 \cdot 2{,}3}{12} \cdot (145{,}2^3 - 137{,}4^3) \ldots\ldots\ldots = 183\,600\ \mathrm{cm}^4$$

$$+ \frac{1{,}0}{12} \cdot [132{,}3^3 + 112{,}0^3 + 92{,}0^3 + 72{,}0^3 + 52{,}0^3 + 32{,}0^3$$
$$+ 12{,}0^3 - (127{,}7^3 + 108{,}0^3 + 88{,}0^3 + 68{,}0^3 + 48{,}0^3$$
$$+ 28{,}0^3 + 8{,}0^3)] \ldots\ldots\ldots = 46\,100\ ,,$$

$$J_{\text{abzug}} = 229\,700\ \mathrm{cm}^4$$

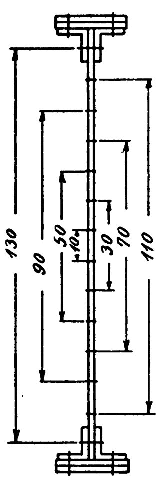

Fig. 48.

$$J_{\text{vorh.}} = 1\,134\,260 - 229\,700 = 904\,560\ \mathrm{cm}^4$$

$$W_{\text{vorh.}} = \frac{904\,560}{72{,}6} = 12\,460\ \mathrm{cm}^3.$$

Damit beträgt die größte Biegungsbeanspruchung in Brückenmitte

$$\sigma_{max} = \frac{10\,420\,000}{12\,460} = 836\ \mathrm{kg/cm}^2.$$

Die erste Gurtplatte wird oben und unten bis zu den Trägerenden durchgeführt. Die Schwellen werden glatt ohne Einschnitte auf die Träger verlegt. Nur in Trägermitte über der zweiten Lamelle werden die Schwellen ,,aufgekämmt", um den Höhenunterschied auszugleichen.

Lamellenanschluß. Die 2. Gurtplatte ist am 1. Feldende angeschlossen. Betrachtet man beim 2. Nietpaare, also in der Entfernung 2,40 m vom theoretischen Auflagerpunkte, die Gurtplatte als noch nicht völlig zum Querschnitte gehörig, so hat der tragende Querschnitt an dieser Stelle nur ein Widerstandsmoment von

$$J = 904\,560 - \left(\frac{20{,}0 - 2 \cdot 2{,}3}{12}\right) \cdot (145{,}2^3 - 142{,}6^3) = 711\,560\ \mathrm{cm}^4$$

$$W = \frac{711\,560}{71{,}3} = 10\,000\ \mathrm{cm}^3.$$

Auch hier ist wegen der vorhandenen Aussteifungswinkel die senkrechteNietreihe im Stehbleche in Abzug zu bringen.

In der Entfernung x = 2,40 m vom linken Auflager herrscht infolge Eigenlast das Biegungsmoment

$$M_g = \frac{0{,}831}{2} \cdot 2{,}40 \cdot 9{,}60 = 9{,}57 \text{ tm}.$$

Das Moment infolge Verkehrslast wird mittels der Tabelle in den Vorschriften bestimmt:

$$\frac{x}{l} = \frac{2{,}40}{12{,}0} = 0{,}20; \quad M_p = 0{,}703 \cdot 89{,}2 = 62{,}71 \text{ tm}.$$

An der Anschlußstelle herrscht also infolge Gesamtbelastung das Moment

$$M_{g+p} = 9{,}57 + 62{,}71 = 72{,}28 \text{ tm}$$

und damit die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{7\,228\,000}{10\,000} = 723 \text{ kg/cm}^2.$$

Nietteilung. An jedem Feldende, in den Abständen 2,40 m voneinander, sitzen je zwei Versteifungswinkel, in den Feldmitten sind ebenfalls außen und innen Versteifungswinkel 80 · 80 · 10 angeordnet Dadurch ergeben sich für den ganzen Träger die gleichen Entfernungen 1150 mm von Nietriß zu Nietriß und die Nietteilung $\frac{1150}{10} = 115$ mm.

Die Beanspruchung der Gurtniete ergibt sich aus der Formel

$$\sigma_1 = \frac{t \cdot Q \cdot S}{d \cdot \delta \cdot J}.$$

Der Wert Q_{max} beträgt nach der Tabelle in den Vorschriften $\frac{784{,}5}{2 \cdot 12{,}0} = 32{,}7$ t infolge Verkehrslast und $0{,}831 \cdot \frac{12{,}0}{2} = 5{,}0$ t infolge Eigenlast; insgesamt also

$$32{,}7 + 5{,}0 = 37{,}7 \text{ t}.$$

Der Wert S nach Fig. 49

$$S = 20 \cdot 1{,}3 \cdot 70{,}65 + 2 \cdot 21{,}8 \cdot 67{,}3 + 9{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 65{,}5 = 5240 \text{ cm}^3.$$

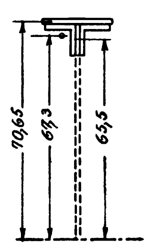

Fig. 49.

Das Trägheitsmoment des vollen Querschnitts ist oben ermittelt und beträgt in Brückenmitte

$$J_2 = 1\,134\,260 \text{ cm}^4,$$

am Lager

$$J_1 = 1\,134\,260 - \frac{20}{12} \cdot (145{,}2^3 - 142{,}6^3) = 884\,260 \text{ cm}^4.$$

Bei der gewählten Nietteilung t = 11,5 cm ergibt sich demnach folgender Lochleibungsdruck der zweischnittigen Gurtniete

$$\sigma_1 = \frac{11{,}5 \cdot 37\,700 \cdot 5240}{2{,}3 \cdot 1{,}0 \cdot 884\,260} = 1120 \text{ kg/cm}^2.$$

Zulässig sind bei Beanspruchung auf Lochleibung $2 \cdot 0{,}9 \cdot 850 = 1530$ kg/cm². Die Niete in den Platten und den horizontalen Schenkeln der Gurtniete sind gegen die berechneten versetzt, soweit die durch die Schwellenwinkel bedingte Nietteilung dies zuläßt.

Horizontal- und Querverband. Im Obergurte ist ein durchgehender Horizontalverband angeordnet, außerdem sind die beiden Hauptträger durch 6 Querkreuze verbunden. Der Horizontalverband hat den Winddruck auf die Hauptträger, auf die Fahrbahn und auf das 3,0 m hohe Verkehrsband aufzunehmen. Der Zug wird auf der Brücke stehend gedacht, so daß die einzelnen Flächen mit 150 kg/qm zu multiplizieren sind. Die Angriffsflächen des Windes berechnen sich wie folgt:

Hauptträger $12{,}40 \cdot 1{,}42$	. . . . =	17,6 qm
Hauptträger auf der Leeseite 20 %	. . . . =	3,5 „
Fahrbahn $(0{,}28 + 0{,}15) \cdot 12{,}40$	. . . . =	5,3 „
Verkehrsband $3{,}0 \cdot 12{,}40$	. . . . =	37,2 „
	Σ =	63,6 qm

Der Windverband hat bei belasteter Brücke insgesamt $63{,}6 \cdot 150 = 9540$ kg und pro Knoten $\frac{9540}{5} = 1908\,\text{kg} = 1{,}9$ t aufzunehmen.

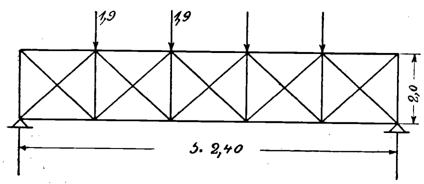

Fig. 50.

Diese Knotenlasten erzeugen in den einzelnen Feldern des Windträgers folgende Querkräfte:

$$Q_1 = 2{,}0 \cdot 1{,}9 = 3{,}8\,\text{t}; \quad Q_2 = 1{,}0 \cdot 1{,}9 = 1{,}9\,\text{t};$$
$$Q_3 = 0\,\text{t}.$$

Der Endquerriegel hat jedoch den ganzen Auflagerdruck des Windes, nicht die Reaktion, aufzunehmen, und zwar

$$A_w = 2{,}5 \cdot 1{,}9 = 4{,}75\,\text{t}.$$

Als Querriegel sind durchweg $\measuredangle$ $90 \cdot 90 \cdot 9$ gewählt mit einem Querschnitt f $= 15{,}5\,\text{cm}^2$ und einem kleinsten Trägheitsmomente $J_{min} = 47{,}8\,\text{cm}^4$.

Die größte Druckbeanspruchung beträgt

$$\sigma_d = \frac{47\,500}{15{,}5} = 306\,\text{kg/cm}^2$$

und die Knicksicherheit ist

$$n = \frac{2{,}122 \cdot 47{,}8}{4{,}75 \cdot 2{,}0^2} = 5{,}3\,\text{fach}.$$

Aus den obigen Querkräften ermitteln sich die Spannkräfte in den Diagonalen zu:

$$D_1 = 3{,}8 \cdot \frac{3{,}1}{2{,}0} = 5{,}9\,\text{t}; \quad D_2 = 1{,}9 \cdot \frac{3{,}1}{2{,}0} = 3{,}0^t \text{ usw.}$$

Für sämtliche Diagonalen sind $\measuredangle$ $80 \cdot 80 \cdot 8$ gewählt, die in der Mitte durch Knotenbleche fest verbunden sind.

Größte Druckbeanspruchung

$$\sigma_d = {}^1/_2 \cdot \frac{5900}{12{,}3} = 240\,\text{kg/cm}^2,$$

Größte Zugbeanspruchung

$$\sigma_z = {}^1/_2 \cdot \frac{5900}{12{,}3 - 2{,}0 \cdot 0{,}8} = 276\,\text{kg/cm}^2,$$

Knicksicherheit

$$n = \frac{2{,}122 \cdot 29{,}6}{\frac{5{,}9}{2} \cdot \left(\frac{3{,}1}{2}\right)^2} = 8{,}9\,\text{fach}.$$

Alle Stäbe des Horizontalverbandes sind durch 3 Niete von 20 Φ angeschlossen.

Größte Nietbeanspruchung

$$\sigma_s = {}^1/_2 \cdot \frac{5900}{3 \cdot 3{,}14} = 313\,\text{kg/cm}^2.$$

In den Endkreuzen betragen die Diagonalkräfte

$$D_1 = 3{,}8 \cdot \frac{2{,}45}{2{,}0} = 4{,}7 \text{ t usw.}$$

Sämtliche Diagonalen sind auch hier aus Winkeleisen 80 · 80 · 8 gebildet und in der Mitte nur durch einen Heftniet miteinander verbunden. Die größte Zugbeanspruchung beträgt:

$$\sigma_z = \frac{4700}{12{,}3 - 2{,}0 \cdot 0{,}8} = 440 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Anschluß erfolgt bei jeder Diagonale durch 3 Niete von 20 mm Durchmesser. Größte Nietbeanspruchung

$$\sigma_s = \frac{4700}{3{,}14 \cdot 3} = 500 \text{ kg/cm}^2.$$

Auflager. Die größte Auflagerkraft stimmt überein mit der schon ermittelten größten Querkraft

$$Q_{max} = A_{max} = 37{,}7 \text{ t.}$$

Diese erzeugt das Biegungsmoment

$$M_{max} = 37{,}7 \cdot \frac{30}{8} = 141 \text{ tcm.}$$

$$W_{vorh.} = 35 \cdot \frac{8^2}{6} = 373 \text{ cm}^3.$$

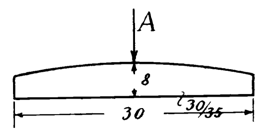

Fig 51.

Damit ergibt sich die größte Beanspruchung der Platte

$$\sigma_{max} = \frac{141\,000}{373} = 380 \text{ kg/cm}^2,$$

zulässig 1200 kg/cm² bei Gußstahl.

Der darunter liegende Auflagerstein wird gedrückt mit

$$k_d = \frac{37\,700}{30 \cdot 35} = 36 \text{ kg/cm}^2,$$

zulässig 40 kg/cm² (bei Granit).

3. Statische Berechnung für eine eingleisige eiserne Eisenbahnbrücke von 15,0 m Stützweite.

Die Hauptträger sind Blechträger. Die Fahrbahn liegt in den Untergurten der Hauptträger, ist also versenkt. Die Bettung ist durchgeführt.

Maßgebend für die Belastung ist der 17-t-Zug.

Zulässige Beanspruchung für die Hauptträger 850 kg/cm².

Zulässige Beanspruchung für die Fahrbahnträger 850 kg/cm².

Da hier das Schotterbett über die Brücke geführt wird, und eine unmittelbare Auflagerung des Oberbaues auf die Fahrbahnträger nicht vorkommt, so sind für die letzteren auch 850 kg/cm² zulässig.

Längsträger. Stützweite 1,875 m. Das Eigengewicht pro Feld setzt sich wie folgt zusammen:

Schienen 100 · 1,875	=	188 kg
Schwellen 4 · 0,16 · 0,26 · 2,70 · 1000	=	449 ,,
Bettung 0,36 · 3,6 · 1,875 · 1600	=	3890 ,,
Buckelplatten 1,875 · 3,60 · 0,01 · 7850	=	530 ,,
Zur Abrundung	=	43 ,,
		5100 kg.

Hiervon kommen auf 1 Buckelplatte $\frac{5,1}{2} = 2,55$ t.

Nach beistehender Skizze hat der mittlere Längssträger außer seinem Eigengewicht von jeder auf ihm liegenden Buckelplatte den 4. Teil aufzunehmen, also $\frac{2,55}{4} \cdot 2 = 1,275$ t und zwar als Dreieckslast.

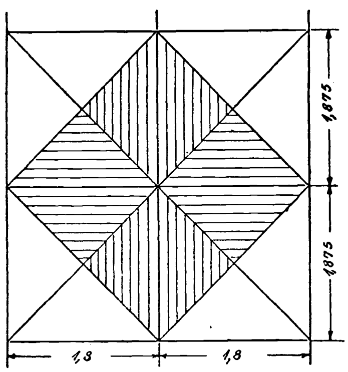

Fig. 52.

Verkehrslast. Von je 2 Radlasten a 10 t kommen auf den mittleren Längsträger nach Skizze

$$2 \cdot 10 \cdot \frac{1,05}{1,8} = 11,67 \text{ t}.$$

Eine Einzellast in Trägermitte erzeugt hier das größte Moment. Der Längsträger selbst wiegt $61 \cdot 1,875 = 115$ kg.

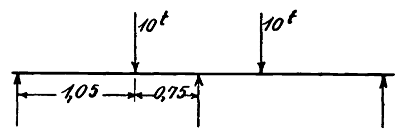

Fig. 53.

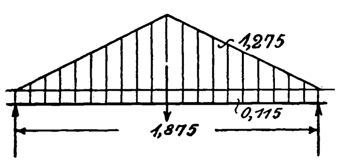

Fig. 54.

Mit diesen Werten ergibt sich gemäß der Belastungsskizze folgendes Biegungsmoment:

$$M_{max} = 11,67 \cdot \frac{1,875}{4} + 1,275 \cdot \frac{1,875}{6}$$
$$+ 0,115 \cdot \frac{1,875}{8} = 5,83 \text{ tm}.$$

Gewählt ist I N. P. 32 mit einem Widerstandsmoment $W = 781 \text{ cm}^3$.
Die größte Beanspruchung beträgt:

$$\sigma_{max} = \frac{583\,000}{781} = 748 \text{ kg/cm}^2.$$

Querträger. Stützweite 3,60 m.

Der Querträger hat von den Buckelplatten 2 Dreieckslasten à 1,275 t aufzunehmen. In der Mitte erhält er den Auflagerdruck der beiden angrenzenden Längsträger infolge Eigenlast. Gleichmäßig wird er durch sein eigenes Gewicht belastet und zwar mit $128 \cdot 3,6 = 461$ kg.

Verkehrslast. Durch die Bettung hindurch belasten drei hintereinander stehende Räder à 9,5 t jeden Querträger mit

$$A_p = 9,5 + 2 \cdot 9,5 \cdot \frac{0,375}{1,875} = 13,3 \text{ t}.$$

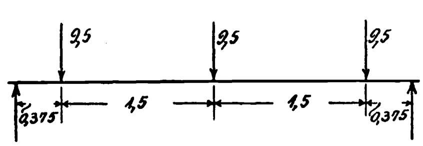

Fig. 55.

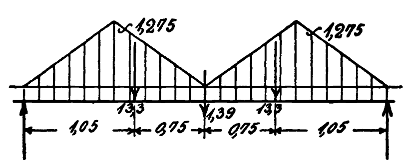

Fig. 56.

Das größte Biegungsmoment beträgt demnach gemäß nebenstehender Skizze bei

$$A_{max} = 13,3 + 1,275 + 0,695 + 0,23 = 15,5 \text{ t}$$

$$M_{max} = 15,5 \cdot 1,8 - 13,3 \cdot 0,75 - (1,275 + 0,23) \cdot \frac{1,8}{2} = 16,57 \text{ tm}.$$

An der Anschlußstelle der Längsträger sitzen im Querträger 6 Niete à 23 Φ. Das vorhandene Widerstandsmoment des gewählten Trägers I N. P. 47½ berechnet sich wie folgt:

$$J = 2375 \cdot \frac{47{,}5}{2} = 56\,410 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{Abzug}} = \frac{1{,}7}{12} (35{,}3^3 + 22{,}1^3 + 8{,}9^3 - 30{,}7^3 - 17{,}5^3 - 4{,}3^3) = 2956 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{vorh.}} = 56\,410 - 2956 = 53\,454 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{vorh.}} = \frac{53\,454}{23{,}75} = 2250 \text{ cm}^3.$$

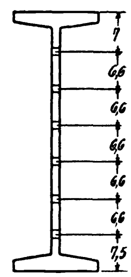

Fig. 57.

Die größte Biegungsbeanspruchung beträgt also:

$$\sigma_{\max} = \frac{1\,657\,000}{2250} = 737 \text{ kg/cm}^2.$$

Anschlüsse. Die Längsträger sind durch ∢ 100 · 150 · 12 an die Stege der Querträger angeschlossen. An jeder Seite geht 1 Anschlußwinkel durch und dient gleichzeitig zur Aussteifung des Querträgers. Im letzteren sitzen 10 einschnittige Niete und im Längsträger 5 zweischnittige Niete à 23 Φ.

An Eigengewicht sind aufzunehmen

$$\frac{1{,}275 + 0{,}115}{2} = 0{,}695 \text{ t}.$$

Der Lastenzug bringt

$$11{,}67 + \frac{11{,}67 \cdot 0{,}375}{1{,}875} = \frac{14{,}00}{14{,}695} \text{ t}.$$

Die Beanspruchung der 10 einschnittigen Niete:

$$\sigma_s = \frac{14\,695}{10 \cdot 4{,}15} = 350 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Beanspruchung der 5 zweischnittigen Niete:

$$\sigma_s = \frac{14\,695}{2 \cdot 5 \cdot 4{,}15} = 350 \text{ kg/cm}^2 \text{ (auf Abscheren)},$$

$$\sigma_l = \frac{14\,695}{5 \cdot 1{,}15 \cdot 2{,}3} = 1130 \text{ kg/cm}^2 \text{ (auf Lochleibung)}.$$

Der Querträger ist durch einen durchgehenden ∢ 90 · 90 · 9 und einen ungleichschenkligen 80 · 160 · 12, der nur zwischen den Flanschen sitzt, an den Steg des Hauptträgers angeschlossen. Die Anschlußniete im Stege des Hauptträgers reichen ohne weiteres aus, da der Querträger überdies mit den unteren Saumwinkeln des Eckbleches vernietet ist. Im Stege des Querträgers selbst sitzen 4 zweischnittige und 4 einschnittige Niete à 23 Φ.

Der größte Auflagerdruck des Querträgers ist oben ermittelt und beträgt

$$A_{\max} = 15{,}5 \text{ t}.$$

Nietbeanspruchung

$$\sigma_s = \frac{15\,500}{(2 \cdot 4 + 4) \cdot 4{,}15} = 310 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_l = \frac{15\,500}{4 \cdot 2{,}3\,(1{,}7 + 1{,}2)} = 580 \text{ kg/cm}^2.$$

Hauptträger. Stützweite 15,0 m. Das Eigengewicht setzt sich zusammen aus dem Auflagerdruck des Querträgers infolge Eigenlast und dem Eigengewicht des Hauptträgers selbst.

Der skizzierte Querschnitt des Hauptträgers gibt pro lfd. m folgendes Gewicht:

4 ∢ 110 · 110 · 12	= 4 · 19,7	. . . . =	78,8 kg
[|] 1500/10	= 117,7	. . . . =	117,7 ,,
6 [|] 250 · 12	= 6 · 23,54	. . . . =	141,24 ,,
			337,74 kg

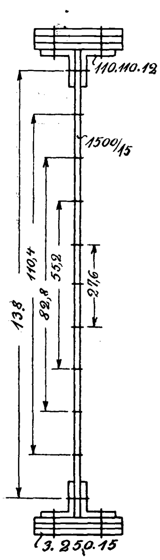

Fig. 58.

A_g des Querträgers = 1,275 + 0,695 + 0,23 = 2,20 t.

Hinzu kommt die Last des 4. Teiles einer Buckelplatte, so daß insgesamt von der Fahrbahn, und zwar pro lfd. m kommen:

$$\frac{2{,}20 + \frac{1{,}275}{2}}{1{,}875} = 1{,}52 \text{ t.}$$

Insgesamt	1,52 t	
	+ 0,338 ,,	
Für Versteifung, Anschlüsse, Niete	0,372 ,,	(20 %)
	Σ 2,23 t	

Damit ergibt sich ein größtes Moment infolge Eigenlast

$$M_g = 2{,}23 \cdot \frac{15{,}0^2}{8} = 63{,}0 \text{ tm.}$$

Die Verkehrslast erzeugt ein größtes Biegungsmoment nach Tabelle von

$$M_p = \frac{243{,}9}{2} = 121{,}95 \text{ tm,}$$

$$M_{max} = 121{,}95 + 63{,}0 = 185{,}0 \text{ tm.}$$

Das Widerstandsmoment des Querschnittes mit 3 Platten in Trägermitte berechnet sich wie folgt:

$$J_{\text{Plattten}} = \frac{25}{12} \cdot (159^3 - 150^3) \quad \ldots\ldots = 1\,343\,100 \text{ cm}^4$$

$$J_{\measuredangle} = 4 \cdot (280 + 25{,}1 \cdot 71{,}85^2) \quad \ldots\ldots = 520\,180 \;\;,,$$

$$J_{\text{Stehblech}} = 1{,}0 \cdot \frac{150^3}{12} \quad \ldots\ldots = 281\,250 \;\;,,$$

$$J_{\text{voll}} = 2\,144\,530 \text{ cm}^4$$

Abzuziehen sind das Trägheitsmoment der Niete in den horizontalen Winkelschenkeln und den Gurtplatten, ferner das der senkrechten Nietreihe im Stehblech:

$$J_{\text{Abzug}} = \frac{4{,}6}{12}(159^3 - 147{,}6^3) \quad \ldots\ldots = 310\,000 \text{ cm}^4$$

$$\frac{1{,}0}{12}\,[29{,}6^3 + 57{,}2^3 + 84{,}8^3 + 112{,}4^3 + 140{,}3^3 - (25{,}6^3 + 53{,}2^3$$
$$+ 80{,}8^3 + 108{,}4^3 + 135{,}7^3)] \quad \ldots\ldots = 44\,360 \;\;,,$$

$$J_{\text{Abzug}} = 354\,360 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{vorh.}} = 2\,144\,530 - 354\,360 = 1\,790\,170 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{vorh.}} = \frac{1\,790\,170}{79{,}5} = 22\,530 \text{ cm}^3.$$

Damit beträgt die größte Beanspruchung in Brückenmitte:

$$\sigma_{max} = \frac{18\,500\,000}{22\,530} = 820 \text{ kg/cm}^2.$$

Lamellenanschluß. Die 1. Gurtplatte ist im Ober- und Untergurt bis zu den Trägerenden durchgeführt. Das 2. Nietpaar der 2. Gurtplatte hat vom Auflagerpunkte den Abstand x = 1,875 m. In dieser Entfernung herrschen folgende Biegungsmomomente (siehe Tabelle):

$$\frac{x}{l} = {}^1/_8 = 0{,}125$$

$$M_p = (0{,}471 + 3{,}20 \cdot 0{,}005) \cdot 121{,}95 \ldots\ldots = 59{,}39 \text{ tm}$$

$$M_g = \frac{2{,}3}{2} \cdot 1{,}875 \cdot 13{,}125 \ldots\ldots = 27{,}48 \text{ ,,}$$

$$\Sigma = 86{,}87 \text{ tm}$$

$$J_{(\text{mit 3 Platten})} \ldots\ldots = 1\,790\,170 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{Abzug}} = \frac{25 - 2 \cdot 2{,}3}{12}(159^3 - 153^3) \ldots\ldots = 744\,770 \text{ ,,}$$

$$J_1 = 1\,045\,400 \text{ cm}^4$$

$$W_1 = \frac{1\,045\,400}{76{,}5} = 13\,670 \text{ cm}^3.$$

Am 2. Gurtplattenanschlusse herrscht also eine Biegungsbeanspruchung von

$$\sigma_2 = \frac{8\,687\,000}{13\,670} = 638 \text{ kg/cm}^2.$$

Die 3. Gurtplatte ist am 2. Feldende in der Entfernung $2 \cdot 1{,}875 = 3{,}75$ m vom Auflager angeschlossen.

$$\frac{x}{l} = {}^1/_4 = 0{,}25$$

$$M_p = (0{,}793 + 2{,}0 \cdot 0{,}005) \cdot 121{,}95 \ldots\ldots = 97{,}93 \text{ tm}$$

$$M_g = \frac{2{,}23}{2} \cdot 3{,}75 \cdot 11{,}25 \ldots\ldots = 47{,}0 \text{ ,,}$$

$$\Sigma = 145{,}0 \text{ tm}$$

$$J_1 \ldots\ldots = 1\,045\,400 \text{ cm}^4$$

$$+ \frac{25 - 2 \cdot 2{,}3}{12}(156^3 - 153^3) \ldots\ldots = 365\,230 \text{ ,,}$$

$$J_2 = 1\,410\,630 \text{ cm}^4$$

$$W_2 = \frac{1\,410\,630}{78} = 18\,085 \text{ cm}^3.$$

An dieser Stelle beträgt die Beanspruchung

$$\sigma_3 = \frac{14\,500\,000}{18\,085} = 800 \text{ kg/cm}^2.$$

Nietteilung. An den Trägerenden haben die Niete eine Entfernung von 8,0 cm voneinander. Die größte Querkraft ergibt sich nach der Tabelle zu:

$$Q_{\max} = A_p = \frac{951 + 124 \cdot 1{,}5}{2 \cdot 15} = 37{,}9 \text{ t}$$

$$A_g = 2{,}23 \cdot \frac{15{,}0}{2} \ldots = 16{,}7 \text{ t}$$

$$\Sigma = 54{,}6 \text{ t}$$

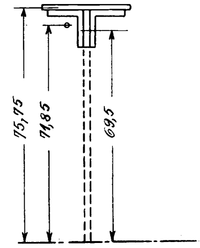

Fig. 59.

Die Lochleibungsbeanspruchung der Gurtniete berechnet sich nach der Formel

$$\sigma_l = \frac{t \cdot Q \cdot S}{d \cdot \delta \cdot J}.$$

Statisches Moment nach Skizze:

$$S = 25 \cdot 1{,}5 \cdot 75{,}75 + 2 \cdot 25{,}1 \cdot 71{,}85 + 11{,}0 \cdot 1{,}2 \cdot 69{,}5 = 7200 \text{ cm}^3$$

$$J_1 = 1\,045\,400 \text{ cm}^4.$$

Da das Trägheitsmoment des vollen Querschnittes einzusetzen ist, so kommt hier noch hinzu:

$$J_{\text{Niete}} = \frac{2 \cdot 2,3}{12}(153^3 - 147,6^3) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = 146\,050 \text{ cm}^4$$

$$\text{(siehe oben)} \qquad + \;\; 44\,360 \;\; ,,$$

$$\overline{\quad 190\,410 \text{ cm}^4}$$

$$J_{\text{voll}} = 1\,045\,400 + 190\,410 = 1\,235\,810 \text{ cm}^4$$

Eingesetzt ergibt sich

$$\sigma_l = \frac{8,0 \cdot 54\,600 \cdot 7200}{2,3 \cdot 1,0 \cdot 1\,235\,810} = 1100 \text{ kg/cm}^2.$$

Stehblechstoß. Das Stehblech ist in der dritten Feldmitte gestoßen, d. h. in der Entfernung $2 \cdot 1,875 + \frac{1,875}{2} = 4,688$ m vom Lagerpunkte. Die Stöße in den beiden Hauptträgern sind gegeneinander versetzt. Beim anderen Hauptträger befindet sich der Stoß also 4,688 m vom beweglichen Lager entfernt.

An der Stoßstelle herrschen folgende Momente:

$$M_g = \frac{2,23}{2} \cdot 4,688 \cdot 10,312 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots = \quad 53.56 \text{ tm}$$

$$\frac{x}{l} = \frac{2,5}{8} = 0,313; \; M_p = (0,899 + 1,35 \cdot 0,013) \cdot 121,95 = 111,83 \;\; ,,$$

$$\overline{M_{max} = 165,39 \text{ tm}}$$

Die Querschnittsbeanspruchung an der Stoßstelle beträgt demnach

$$\sigma = \frac{16\,539\,000}{22\,530} = 735 \text{ kg/cm}^2.$$

Von den Stoßnieten ist das auf das Stehblech entfallende Angriffsmoment aufzunehmen, das sich wie folgt berechnet.

Widerstandsmoment des Stehbleches

$$W_{st} = 1,0 \cdot \frac{150^2}{6} \cdot \frac{150}{159} = 3540 \text{ cm}^3.$$

Biegungsmoment

$$M = W \cdot \sigma = 3540 \cdot 735 = 2\,601\,900 \text{ kg cm}.$$

Nach den „Hilfswerten" beträgt die Lochleibungsbeanspruchung der Stoßniete:

$$\sigma_l = f \cdot \frac{1}{d \cdot \delta} \cdot \frac{M}{h}$$

$$h = 138 \text{ cm}; \; d = 2,3 \text{ cm}; \; \delta = 1,0 \text{ cm}; \; f = \frac{0,455}{3} = 0,152$$

$$\sigma_l = 0.152 \cdot \frac{1}{2,3 \cdot 1,0} \cdot \frac{2\,601\,900}{138} = 1250 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Stehblech ist an der Stoßlücke durch Laschen 128/1 cm innerhalb der Gurtwinkel gedeckt, außerdem ist jeder Gurtwinkel noch mit einer Lasche 9,8/1 cm versehen. Das Widerstandsmoment der Laschen beträgt bei einer Laschenhöhe von $128 + 2 \cdot 9,8 = 147,6$ cm:

$$W = 2 \cdot 1,0 \cdot \frac{147,6^2}{6} \cdot \frac{147,6}{150} = 7180 \text{ cm},$$

reicht also vollständig aus, da nur ein Betrag von 3540 cm³ zu ersetzen ist.

Winkelstoß. Die Gurtwinkel 110 · 110 · 12 mit einem Querschnitte von 25,1 cm² sind innerhalb des 4. Feldes gestoßen und durch Winkel 100 · 100 · 14 mit einem Querschnitte von 26,2 cm² gedeckt. Der Anschluß eines jeden Stoßwinkels erfolgt durch 7 einschnittige Niete à 23 Φ.

Anschlußkraft

$$26{,}2 \cdot 850 = 22\,270 \text{ kg}$$

Nietbeanspruchung

$$\sigma_s = \frac{22\,270}{7 \cdot 4{,}15} = 765 \text{ kg/cm}^2.$$

Lamellenstoß. Die erste bis zu den Trägerenden reichende Gurtplatte ist innerhalb des 5. Feldes gestoßen, bei den beiden anderen ist ein Stoß nicht erforderlich. Die Stoßdeckung erfolgt durch eine Lasche von gleichem Querschnitte.

Anzahl der Stoßniete 2 · 6 = 12

Anschlußkraft

$$25{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 850 = 31\,875 \text{ kg}$$

Nietbeanspruchung

$$\sigma_s = \frac{31\,875}{12 \cdot 4{,}15} = 637 \text{ kg/cm}^2.$$

Fußwegkonstruktion.

Längseisen. Eigengewicht:

Bohlen: 1,875 · 0,8 · 0,05 · 850	= 64 kg
⊏ N. P. 10 : 2 · 10,6 · 1,875	= 40 „
	Σ = 104 kg

Nutzlast = 150 kg in Trägermitte.

$$M_{max} = {}^1\!/_2 \cdot 0{,}10 \cdot \frac{1{,}875}{8} + 0{,}15 \cdot \frac{1{,}875}{4} = 0{,}08 \text{ tm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{8000}{41} \sim 200 \text{ kg/cm}^2.$$

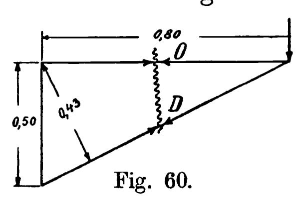

Fig. 60.

Konsolträger. Die Auflast setzt sich wie folgt zusammen:

Bohlen	32 kg
⊏ 10	20 „
Geländer	28 „
Nutzlast	150 „
	230 kg

$$O : 0{,}23 \cdot 0{,}80 = O \cdot 0{,}50$$

$$O = \frac{0{,}23 \cdot 0{,}80}{0{,}50} = 0{,}37 \text{ t.}$$

$$D : 0{,}23 \cdot 0{,}80 = -D \cdot 0{,}43$$

$$D = -\frac{0{,}23 \cdot 0{,}80}{0{,}43} = -0{,}43 \text{ t.}$$

In beiden Fällen sind ∢ 80 · 80 · 8 gewählt. Die Beanspruchung ist wegen der Kleinheit der Zug- und Druckkraft gering.

Lager. Das feste Lager besteht aus einer einfachen gewölbten Unterlagsplatte aus Stahlguß von 100 mm Stärke, 400 mm Breite und 400 mm Länge.

$$A_{max} = 54{,}6 \text{ t}$$

$$M_{max} = 54{,}6 \cdot \frac{40}{8} = 273{,}0 \text{ tcm}$$

$$W_{vorh.} = 40 \cdot \frac{10^2}{6} = 667 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{max} = \frac{273\,000}{667} = 410 \text{ kg/cm}^2.$$

Das bewegliche Lager ist als Rollenlager ausgebildet.

Beanspruchung der Rolle

$$\sigma = 0{,}42 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot E}{r}}$$

$$P = \frac{54{,}6}{41} = 1{,}3; \quad E = 2000 \text{ t/cm}^2; \quad r = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma = 0{,}42 \cdot \sqrt{\frac{1{,}3 \cdot 2000}{10}} = 6{,}76 \text{ t/cm}^2.$$

Zulässig sind 6—7 t/cm² bei Stahlguß.

Die untere Lagerplatte ist ebenso stark gewählt wie beim festen Lager.

Der Lagerstein wird am stärksten unter der Platte des festen Lagers gedrückt. Die Pressung des Quaders beträgt

$$k_d = \frac{54600}{40 \cdot 40} = 34 \text{ kg/cm}^2;$$

zulässig 40 kg/cm² bei Granit.

Was die Höhe der Hauptträger betrifft, so ist sie hier immerhin beschränkt und zwar durch die Stufenanordnung des lichten Raumprofils. Gewählt ist $h \sim {}^1/_{10}\, l$. Eine Steigerung bis auf ${}^1/_8\, l$ würde eine Verbreiterung der Brücke bis auf 4,30 m zur Folge haben, was selbstverständlich wegen der damit verbundenen Materialverschwendung zu verwerfen ist.

Die Buckelplatten tragen an ihrer tiefsten Stelle kleine Entwässerungsrohre, die oben durch kleine Sickerhauben verschlossen sind. Die Röhrchen sind ziemlich lang, damit der Wind das Wasser auf seinem freien Wege bis zu den Rinnen nicht zerstreuen kann. Die letzteren bestehen aus kleinen [-Eisen, die an den unteren Flanschen der Querträger durch ungleichschenklige Winkel oder Flacheisen aufgehängt sind, wodurch sich leicht das erforderliche Längsgefälle der Rinnen erreichen läßt. Die Rinnen führen das Wasser nach den Widerlagern ab.

Erläuterung.

Die Biegungsmomente im Hauptträger können hier wieder beim Fehlen der Tabellen oder bei Berechnung der Brücke für einen anderen Lastenzug durch Einflußlinien gefunden werden.

Nachstehend sind vergleichsweise die Einflußlinien für das Moment in Trägermitte und für das Moment an der Stoßstelle aufgetragen.

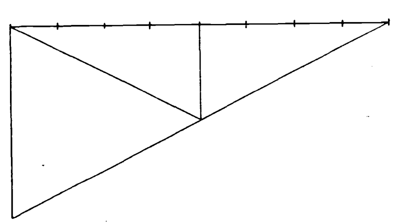

Fig. 61.

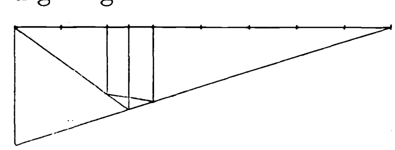

Fig. 62.

Die Stoßniete haben das Moment aufzunehmen, das an der Stoßstelle auf das Stehblech entfällt. Es muß das Nietmoment gleich dem Angriffsmoment sein. In jeder Reihe sitzen 3 Niete. Ist N die Kraft, die 1 Niet aufzunehmen vermag, so ist das Moment der 3 äußersten Niete

$$3\,N \cdot 138,$$

also das sämtlicher Niete

$$M_n = 3\,(N_1 \cdot 138 + N_2 \cdot 110{,}4 + N_3 \cdot 82{,}8 + N_4 \cdot 55{,}2 + N_5 \cdot 27{,}6).$$

Nun verhalten sich:

$$\frac{N_2}{N_1} = \frac{110{,}4}{138} = \frac{8}{10}\,; \quad N_2 = \frac{8}{10}\,N_1$$

$$\frac{N_3}{N_1} = \frac{82{,}8}{138} = \frac{6}{10}\,; \quad N_3 = \frac{6}{10}\,N_1$$

$$\frac{N_4}{N_1} = \frac{55{,}2}{138} = \frac{4}{10}\,; \quad N_4 = \frac{4}{10}\,N_1$$

$$\frac{N_5}{N_1} = \frac{27{,}6}{138} = \frac{2}{10}\,; \quad N_5 = \frac{2}{10}\,N_1.$$

$$M_n = 3\left(138 \cdot N_1 + \frac{8}{10} \cdot 110{,}4 \cdot N_1 + \frac{6}{10} \cdot 82{,}8\,N_1 + \frac{4}{10} \cdot 55{,}2\,N_1 + \frac{2}{10} \cdot 27{,}6\,N_1\right)$$

$$= 910{,}8\,N_1.$$

Auf das Stehblech entfällt ein Moment von 2 601 900 kgcm. Es muß also sein:

$$910{,}8\,N_1 = 2601900;\; N_1 = \frac{2\,601\,900}{910{,}8} = 2680\ \text{kg}.$$

Mithin wird jeder zweischnittige Niet der obersten Reihe beansprucht:

$$\sigma_s = \frac{2680}{2 \cdot 4{,}15} = 323\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{2680}{2{,}3 \cdot 1{,}0} = 1170\ \text{,,}\ .$$

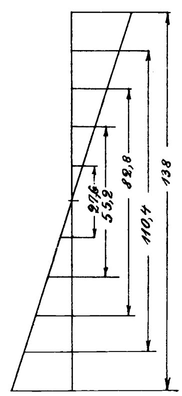

Fig. 63.

Der letztere Wert weicht von dem in der statischen Berechnung ermittelten wenig ab. Die dortige Formel für σ_l entspringt aus der Bedingung:

Angriffsmoment = Nietmoment.

$$M_{st} = M_n = N \cdot h;\; N = \frac{M}{h};$$

$$\sigma_l = \frac{N}{F} = \frac{N}{d \cdot \delta} = \frac{M}{h} \cdot \frac{1}{d \cdot \delta}.$$

Der Faktor f berücksichtigt die Anordnung der Niete.

Ein Windverband ist hier nicht erforderlich, da die durchgehende horizontale Blechwand der Buckelplatten im Verein mit der schweren Bettung eine hinreichend starre Verbindung der beiden Hauptträger ergibt.

4. Statische Berechnung für eine eingleisige eiserne Fachwerkbrücke von 24,0 m Stützweite.

Die Hauptträger sind Parallelträger mit abgeschrägten Enden.

Zulässige Beanspruchung	für	die	Hauptträger	=	855 kg/cm²
,,	,,	,, ,,	Niete 0,9 · 855	=	770 ,,
,,	,,	,, ,,	Fahrbahnträger	=	750 ,,
,,	,,	,, ,,	Niete 750 — 50	=	700 ,,

Schwellen.

Schwellenquerschnitt: = 24/26 cm.

Abstand der Längsträger: = 1,80 m.

Biegungsmoment:

$$M = 10 \cdot 0{,}15 = 1{,}50 \text{ tm}.$$

Widerstandsmoment:

$$W = 24 \cdot \frac{26^2}{6} = 2704 \text{ cm}^3.$$

Beanspruchung:

$$\sigma = \frac{150\,000}{2704} = 55 \text{ kg/cm}^2.$$

Längsträger. Stützweite = Feldweite = 3,0 m.
Brückenbreite von Mitte zu Mitte Hauptträger 4,80 m. Eigengewicht:

Schienen	100 · 3,0	300 kg
Schwellen	5 · 4,40 · 0,24 · 0,26 · 1000	1373 „
Bohlen	4,0 · 3,0 · 0,05 · 850	510 „
I 38	2 · 3,0 · 84	504 „
	Zuschlag	113 „
	Eigenlast pro Feld	2800 kg

Verkehrslast.

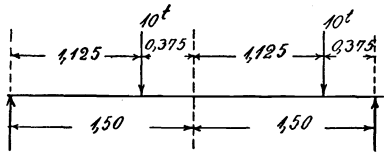

Fig. 64.

$$A_p = 10 \cdot \frac{0{,}375 + 1{,}875}{3{,}0} = 7{,}5 \text{ t}$$

$$M_p = 7{,}5 \cdot 1{,}125 \quad . \; . \; . = 8{,}44 \text{ tm}$$

$$M_g = 1{,}4 \cdot \frac{3{,}8}{8} \; . \; . \; . \; . = 0{,}53 \;„$$

$$8{,}97 \text{ tm}.$$

Gewählt ist I N. P. 38 mit W = 1262 cm³

$$\sigma_{max} = \frac{897\,000}{1262} = 711 \text{ kg/cm}^2.$$

Querträger.

Das Eigengewicht pro Feld beträgt	2800 kg
I 50 B . . . 4,8 · 206	989 „
	~ 3800 kg

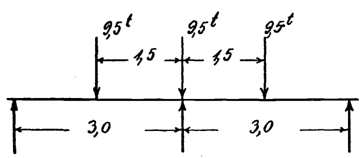

Fig. 65.

$$A_p = 9{,}5 + 9{,}5 \cdot \frac{2}{2} = 19{,}0 \text{ t}$$

$$A_g = \frac{3{,}8}{4} = 1{,}9 \;„$$

$$20{,}9 \text{ t}$$

Der Abstand von Mitte Hauptträger bis zur Mitte des Längsträgers beträgt 1,50 m.

Biegungsmoment

$$M_{max} = 20{,}9 \cdot 1{,}5 = 31{,}35 \text{ tm}$$

Gewählt ist Differd. 50 B mit einem Widerstandsmomente W = 4451 cm³. An der Anschlußstelle wird der Träger jedoch durch Nietlöcher geschwächt und zwar am meisten an der Stelle des durchgeführten längeren Anschlußwinkels. Hier sitzen 6 Niete a 23 ⌀ im gegenseitigen Abstande von 70 mm.

Das Trägheitsmoment des vollen Trägers inbezug auf die horizontale Achse beträgt

$$J \ldots\ldots\ldots\ldots = 111\,283\ \text{cm}^4$$

$$J_{\text{abzug}} = \frac{1{,}94}{12} \cdot (37{,}3^3 + 23{,}3^3 + 9{,}3^3 - 32{,}7^3 - 18{,}7^3 - 4{,}7^3) = 3\,956\ ,,$$

$$J_{\text{vorh.}} = 107\,327\ \text{cm}^4$$

$$W_{\text{vorh.}} = \frac{107327}{25} = 4300\ \text{cm}^3.$$

Die Beanspruchung an der Anschlußstelle beträgt demnach

$$\sigma_{\max} = \frac{3\,135\,000}{4300} = 729\ \text{kg/cm}^2.$$

Anschlüsse. Im Stege des Längsträgers sitzen 4 zweischnittige Niete a 23 ⌀ Nach Skizze sind infolge Verkehr aufzunehmen:

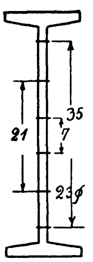

Fig. 66.

$$A_p = 10\ \text{t} + \frac{10}{2} = 15{,}0\ \text{t}$$

$$A_g = \frac{2{,}8}{4} \quad . \quad . = 0{,}7\ ,,$$

$$A_{\max} = 15{,}7\ \text{t}$$

$$\sigma_s = \frac{15700}{2 \cdot 4 \cdot 4{,}15} = 473\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{15700}{4 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}37} = 1240\ ,,$$

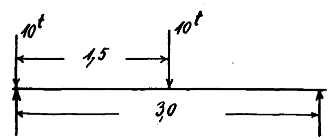

Fig. 67.

Im Stege des Querträgers und in den anderen Schenkeln der Anschlußwinkel sitzen 6 + 4 = 10 einschnittige Niete, deren Beanspruchung demnach geringer ist.

Der Querträger ist mittels ∢ 100 · 100 · 10 an den Vertikalen des Hauptträgers befestigt und trägt in seinem Stege 5 zweischnittige Niete à 23 ⌀.

Ihre Beanspruchung beträgt

$$\sigma_s = \frac{20\,900}{2 \cdot 5 \cdot 4{,}15} = 500\ \text{kg/cm}^2\ \text{(Abscheren)}$$

$$\sigma_l = \frac{20\,900}{5 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}94} = 910\ \text{kg/cm}^2\ \text{(Lochleibung).}$$

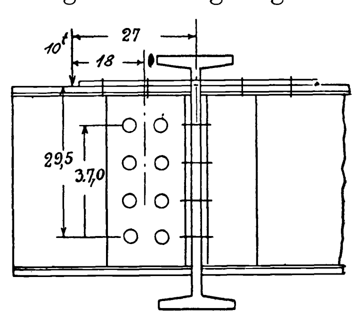

Fig. 68.

Konsol am Fahrbahnende. Zur Auflagerung der letzten Brückenschwelle sind 400 mm lange Konsole als Fortsetzung der Längsträger an den Endquerträgern befestigt.

Sie bestehen aus demselben Profile ⊥ N.P. 38 und sind durch ungleichschenklige ∢ 100 · 150 · 12 und eine Horizontallasche 150 · 10, die durch den durchbohrten Steg des Endquerträgers hindurchgeht, angeschlossen.

Die Beanspruchung der Anschlußniete berechnet sich wie folgt:

Niete im Endquerträger und in der Lasche.

Das Angriffsmoment mit dem Hebelarm 27,0 cm beträgt

$$M = 10\ \text{t} \cdot 27{,}0 = 270\ \text{tcm}$$

$$\sigma_z' = \frac{270\,000 \cdot 29{,}5}{2 \cdot 4{,}15\,(2 \cdot 29{,}5^2 + 21^2 + 14^2 + 7^2)} = 398\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{10\,000}{2 \cdot 4 \cdot 4{,}15} = 300\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{398}{2} + \sqrt{\left(\frac{398}{2}\right)^2 + 300^2} = 559\ \text{kg/cm}^2\ \text{(Zug).}$$

Niete im Konsolstege und in der Lasche.

$$M = 10\,t \cdot 18 = 180\,\text{tcm}$$

$$\sigma_l' = \frac{f \cdot M}{d \cdot \delta \cdot h} \qquad h = 3 \cdot 7{,}0 = 21{,}0;\; f = \frac{0{,}9}{2} = 0{,}45$$

$$\sigma_l' = \frac{0{,}45 \cdot 180\,000}{2{,}3 \cdot 1{,}37 \cdot 2{,}1} = 1224\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_l'' = \frac{10\,000}{8 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}37} = 400\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \sqrt{1224^2 + 400^2} = 1290\ \text{kg/cm}^2\ \text{(Lochleibung)}.$$

Hauptträger. Die Hauptträger sind Parallelträger mit abgeschrägten Enden und einer Stützweite von 24,0 m. Die Brückenbreite von Mitte zu Mitte Hauptträger beträgt 4,80 m. Für diese Abmessungen ermittelt sich das gesamte Eigengewicht nach Dircksen zu

$$g = 1820 + 27 \cdot l = 2468.$$

Pro lfd. m eines Hauptträgers $= \frac{2{,}468}{2} = 1{,}24$ t.

Das größte Moment infolge Eigenlast

$$M_g = 1{,}24 \cdot \frac{24{,}0^2}{8} = 89{,}28\ \text{tm}.$$

Nach der Tabelle ist das größte Moment infolge Verkehr

$$M_p = \frac{550{,}5}{2} = 275{,}25\ \text{tm},$$

so daß das größte Moment infolge Gesamtbelastung

$$M_{max} = 275{,}25 + 89{,}28 = 364{,}53\ \text{tm}$$

beträgt.

Die einzelnen Knotenpunktsmomente berechnen sich wie folgt:

Eigengewicht:

$$M_1 = \frac{1{,}24}{2} \cdot 3{,}0 \cdot 21{,}0 = 39{,}06\ \text{tm}$$

$$M_2 = \frac{1{,}24}{2} \cdot 6{,}0 \cdot 18{,}0 = 66{,}96\ ,,$$

$$M_3 = \frac{1{,}24}{2} \cdot 9{,}0 \cdot 15{,}0 = 83{,}70\ ,,$$

$$M_4 = \qquad = 89{,}28\ ,,\ .$$

Verkehrslast:

$$\frac{x}{l} = \frac{1}{8} = 0{,}125 : M_1 = (0{,}471 + 3{,}20 \cdot 0{,}005) \cdot 275{,}25 = 134{,}04\ \text{tm}$$

$$\frac{x}{l} = \frac{2}{8} = 0{,}25 : M_2 = (0{,}793 + 2{,}0 \cdot 0{,}01) \cdot 275{,}25 = 223{,}75\ ,,$$

$$\frac{x}{l} = \frac{3}{8} = 0{,}375 : M_3 = (0{,}967 + 0{,}7 \cdot 0{,}015) \cdot 275{,}25 = 269{,}19\ ,,$$

$$M_4 = 275{,}25\ ,,$$

Momente infolge Gesamtbelastung:

$$M_1 = 134{,}04 + 39{,}06 = 173{,}10\ \text{tm}$$

$$M_2 = 223{,}75 + 66{,}96 = 290{,}71\ ,,$$

$$M_3 = 269{,}19 + 83{,}70 = 352{,}89\ ,,$$

$$M_4 = \qquad = 364{,}53\ ,,$$

Hieraus werden die Gurtspannkräfte rechnerisch ermittelt und zwar nach den Formeln

$$O_m = -\frac{M_m}{r_m} = -\frac{M_m}{h_m} \text{ und } U_m = +\frac{M_m}{h_m}.$$

Der Neigungswinkel des ersten Gurtstabes und der Diagonalen ergibt sich aus

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{3,4}{3,0} = 1,133\,333,$$

damit $\alpha = 48^0\,35'$.

Das Lot vom Knoten 1 auf den ersten Gurtstab

$$r = 3,0 \cdot \sin\alpha = 3,0 \cdot 0,75 = 2,25 \text{ m}.$$

$$O_1 = -\frac{M_1}{r_1} = -\frac{173,10}{2,25} = -77 \text{ t}$$

$$O_2 = -\frac{M_2}{h} = -\frac{290,71}{3,4} = -85,5 \text{ t} = O_3$$

$$O_4 = -\frac{M_4}{h} = -\frac{364,53}{3,4} = -107,2 \text{ t}$$

$$U_1 = +\frac{M_1}{h} = +\frac{173,10}{3,4} = +51,0 \text{ t} = U_2$$

$$U_3 = +\frac{M_3}{h} = +\frac{352,89}{3,4} = +103,8 \text{ t} = U_4.$$

Spannkräfte in den Füllungsstäben. Die Vertikalen sind für die Starrheit des Systemes entbehrlich, da auch ohne sie der Dreiecksverband gewahrt bliebe. Sie sind nur aus konstruktiven Gründen, d. h. für die Aufhängung der Queıträger erforderlich. Die Vertikalen V_1, V_3, V_5 usw. werden am meisten beansprucht und zwar auf Zug mit 20,9 t.

Die Spannkräfte in den Diagonalen sind durch Einflußlinien ermittelt. Beim Parallelträger hat die Vertikalkomponente der Diagonale die in dem betreffenden Felde herrschende Querkraft aufzunehmen.

Es ist $D \cdot \sin\alpha = Q$

$$D = \frac{1}{\sin\alpha} \cdot Q = \frac{1}{0,75} \cdot Q = 1,33\,Q.$$

Die D Linie ist also die mit 1,33 multiplizierte Q-Linie.

Die Spannkräfte infolge Eigengewicht sind ebenfalls aus den Einflußlinien ermittelt, indem die Knotenlast mit der algebraischen Summe der Ordinaten unter den Knotenpunkten multipliziert wurde.

Knotenpunkt infolge Eigenlast

$$1,24 \cdot 3,0 = 3,72 \text{ t}.$$

Mittels der aus den Einflußlinien gewonnenen Werte für $\Sigma\,\eta$ setzen sich nun die größten positiven und negativen Spannkräfte infolge Verkehrs- und Eigenlast für die Diagonalen wie folgt zusammen:

D_1

Eigengewicht:	$+ 3,4 \cdot 3,72$	$= + 12,65$ t
Verkehrslast:	$+ 5,3 \cdot 8,5$	$= + 45,05$ t
	$- 0,3 \cdot 8,5$	$= - 2,55$ t

$+\Sigma P \cdot \eta = 12,65 + 45,05 = +57,7$ t; $-\Sigma P \cdot \eta = +12,65 - 2,55 = +10,1$ t

D_2

Eigengewicht:	$- 2,0 \cdot 3,72$	$= - 7,44$ t
Verkehrslast:	$- 3,7 \cdot 8,5$	$= - 31,45$ t
	$+ 0,9 \cdot 8,5$	$= + 7,65$ t

$-\Sigma P \cdot \eta = -7,44 - 31,45 = -38,89$ t; $+\Sigma P \cdot \eta = -7,44 + 7,65 = +0,21$ t

$$\mathrm{D}_3$$

Eigengewicht:	$+0{,}7 \cdot 3{,}72$	$= +\ 2{,}6$ t
Verkehrslast:	$+2{,}50 \cdot 8{,}5$	$= +21{,}25$ t
	$-1{,}65 \cdot 8{,}5$	$= -14{,}03$ t

$$+\Sigma\, \mathrm{P} \cdot \eta = +2{,}6 + 21{,}25 = +23{,}85\,\mathrm{t}; \quad -\Sigma\, \mathrm{P} \cdot \eta = +2{,}6 - 14{,}03 = -11{,}43\,\mathrm{t}$$

(Bei den nach der Mitte zu fallenden Diagonalen überwiegt die Zugbeanspruchung, da der größere A-Zweig der Einflußfläche gemäß der Formel $\mathrm{D} = +1{,}33\,\mathrm{Q}$ positiv ist.

Bei den nach der Mitte zu steigenden Diagonalen überwiegt die Druckbeanspruchung, da der größere A-Zweig der Einflußfläche gemäß $\mathrm{D} = -1{,}33\,\mathrm{Q}$ hier negativ ist.)

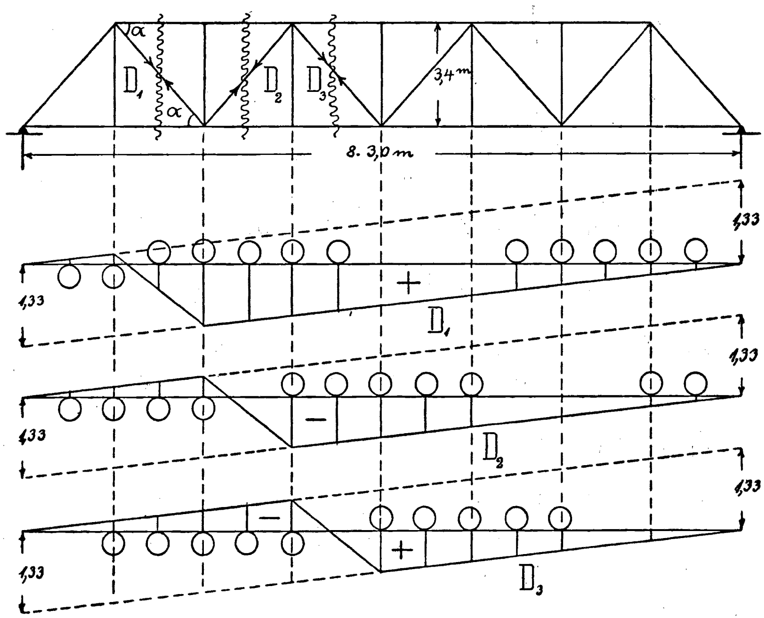

Fig. 69.

Zusammenstellung der Stabkräfte und Beanspruchungen.

Stab	Stabkraft	Profil	Querschnitt	Beanspruchung	I_{min}	Knicksicherheit
O_1	-77 t	[] 410/8 N. P. 22	107,6 cm²	713 kg/cm²	$I_x = 8110\,\mathrm{cm}^4$	$n = \frac{2{,}122 \cdot 8110}{77 \cdot 4{,}53^2} = 11$
$O_2 = O_3$	$-85{,}5$ t	do.	do.	792 „	do.	$n = \frac{2{,}122 \cdot 8110}{85{,}5 \cdot 3{,}0^2} = 22$
O_4	$-107{,}2$ t	[] 410/8 N. P. 22	140,4 „	765 „	$I_x = 11254$ „	$n = \frac{2{,}122 \cdot 11254}{107{,}2 \cdot 3{,}0^2} = 25$
$U_1 = U_2$	$+51$ t	N P. 24	75,4 „	676 „	—	—
$U_3 = U_4$	$+103{,}8$ t	N. P. 24 [] 200/15	121,6 „	851 „	—	—
D_1	$+57{,}7$ t	I 22 B	68,8 „	837 „	—	—
D_2	$-38{,}9$ t	do.	82,6 „	470 „	$I_y = 2216\,\mathrm{cm}^4$	$n = \frac{2{,}122 \cdot 2216}{38{,}9 \cdot 4{,}53^2} = 6{,}1$
D_3	$+23{,}85$ t $-11{,}43$ t	do.	—	—	2216 „	—
V	$+20{,}9$ t	65·100·9	48,5 „	431 „	(siehe Erläuterung)	

Das Trägheitsmoment der Obergurtstäbe ermittelt sich wie folgt:

O_1—O_3:

$$\eta = \frac{41 \cdot 0,8 \cdot 0,4 + 2 \cdot 37,4 \cdot 11,8}{41 \cdot 0,8 + 2 \cdot 37,4} = 8,3 \text{ cm}$$

$$I_x = 41 \cdot \frac{0,8^3}{12} + 41 \cdot 0,8 \cdot 7,9^2 + 2 \cdot 2690 + 2 \cdot 37,4 \cdot 3,1^2 = 8110 \text{ cm}^4$$

O_4:

$$\eta = \frac{2 \cdot 41,0 \cdot 0,8 \cdot 0,8 + 2 \cdot 37,4 \cdot 12,6}{2 \cdot 41,0 \cdot 0,8 + 2 \cdot 37,4} = 4,4 \text{ cm}$$

$$I_x = 41,0 \cdot \frac{1,6^3}{12} + 41,0 \cdot 1,6 \cdot 3,6^2 + 2 \cdot 2690 + 2 \cdot 37,4 \cdot 8,2^2 = 11254 \text{ cm}^4.$$

Anschlüsse der Füllungsstäbe.

Stab	Stabkraft	Nietzahl	Nietbeanspruchung
D_1	$57,7^t$	20 à 23 Ф	$\frac{57\,700}{20 \cdot 4,15} = 695$ kg/cm²
D_2	$38,9^t$	16 „ 23 „	$\frac{38\,900}{16 \cdot 4,15} = 590$ „
D_3	$23,85^t$	12 „ 23 „	$\frac{23\,850}{12 \cdot 4,15} = 473$ „
V	$20,9^t$	8 „ 23 „	$\frac{20\,900}{8 \cdot 4,15} = 630$ „

Anschlüsse und Stöße in den Gurtungen. Der Stab O_1 ist auf der einen Seite durch $2 \cdot (9 + 5) = 28$ Niete à 23 Ф und auf der anderen durch $2 \cdot (10 + 5) = 30$ Niete à 23 an die 13 mm starken Knotenbleche angeschlossen. Die Beanspruchung der 28 einschnittigen Niete beträgt

$$\sigma_s = \frac{77\,000}{28 \cdot 4,15} = 664 \text{ kg/cm}^2.$$

Da bei Stab O_2 die Gurtplatte 410/8 nicht direkt an das Knotenblech angeschlossen ist, so lassen wir die ganze Anschlußkraft von den Nieten in den [-Eisen aufnehmen. Vorhanden sind

$$2 \cdot 18 = 36 \text{ Niete à } 23\ Ф.$$

$$\sigma_s = \frac{85\,500}{36 \cdot 4,15} = 570 \text{ kg/cm}^2.$$

Stab O_3 ist am Knoten gestoßen. Im Stabe herrscht die Beanspruchung 792 kg/cm². Jedes [-Eisen hat den Querschnitt 37,4 und drückt deshalb mit $792 \cdot 37,4 = 29600$ kg.

Da jedes [-Eisen innen durch das Knotenblech und außen durch die Stoßlasche 180/10 gedeckt wird, so sind die 12 Anschlußniete zweischnittig.

$$\sigma_s = \frac{29600}{2 \cdot 12 \cdot 4,15} = 298 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_l = \frac{29600}{12 \cdot 0,9 \cdot 2,3} = 1184 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Gurtplatte 410/8 ist ebenfalls gestoßen und durch eine Lasche von gleichem Querschnitte gedeckt.

Die Niete, welche die gestoßene Lasche mit der Stoßlasche verbinden, sind gleichbedeutend mit den Anschlußnieten der Platte.

Die Anschlußkraft beträgt

$$792 \cdot 41{,}0 \cdot 0{,}8 = 26\,000 \text{ kg}.$$

Die Beanspruchung der 20 Anschlußniete

$$\sigma_s = \frac{26\,000}{20 \cdot 4{,}15} = 310 \text{ kg/cm}^2.$$

Stab O_4 ist ebenfalls getrennt zu betrachten.
Beanspruchung der 12 Anschlußniete eines [-Eisens

$$\sigma_s = \frac{765 \cdot 37{,}4}{2 \cdot 12 \cdot 4{,}15} = 288 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_l = \frac{765 \cdot 37{,}4}{12 \cdot 0{,}9 \cdot 2{,}3} = 1152 \text{ kg/cm}^2.$$

Beanspruchung der 20 Anschlußniete der Gurtplatte

$$\sigma_s = \frac{765 \cdot 41{,}0 \cdot 0{,}8}{20 \cdot 4{,}15} = 300 \text{ kg/cm}^2.$$

U_1 ist durch $2 \cdot 24$ oder jedes [-Eisen durch 24 Niete à 23 mm angeschlossen.

$$\sigma_s = \frac{\frac{1}{2} \cdot 51\,000}{24 \cdot 4{,}15} = 255 \text{ kg/cm}^2.$$

(Dieser Knoten ist als Lagerknoten besonders kräftig ausgebildet.)

Am Knoten U_3—U_2 ist die Differenz der Gurtkräfte aufzunehmen. Betrachtet wird eine Querschnittshälfte, d. h. 1 [-Eisen und 1 Platte und damit auch nur die halbe Stabkraft. Von den 22 Nieten dienen 8 zum Anschluß der Lamelle 200/15.

$$\sigma_s = \frac{20{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 851}{8 \cdot 4{,}15} = 774 \text{ kg/cm}^2.$$

Die übrigen 14 Niete haben die halbe Differenz der Stabkräfte aufzunehmen.

$$\sigma_s = \frac{\frac{1}{2} \cdot (103\,800 - 51\,000)}{14 \cdot 4{,}15} = 460 \text{ kg/cm}^2.$$

In der Untergurtmitte sind die [-Eisen gestoßen, die Lamelle geht durch. Die [-Eisen sind außen und innen gedeckt, deshalb sind die Niete zweischnittig, und zwar sitzen 15 à 23 ⌀ auf jeder Seite. Anschlußkraft $851 \cdot 42{,}3 = 36\,500$ kg.

$$\sigma_s = \frac{36\,500}{2 \cdot 15 \cdot 4{,}15} = 300 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma = \frac{36\,500}{15 \cdot 0{,}95 \cdot 2{,}3} = 1110 \text{ kg/cm}^2.$$

Windverband. Die Hauptträgerfläche ermittelt sich wie folgt:

Obergurt: $0{,}23 \cdot 18{,}0 + 0{,}23 \cdot 4{,}53 \cdot 2$	=	6,22 qm
Untergurt: $0{,}24 \cdot 24{,}0$	=	5,76 ,,
Diagonalen: $6 \cdot 4{,}53 \cdot 0{,}22$	=	6,00 ,,
Vertikalen: $7 \cdot 3{,}4 \cdot 0{,}21$	=	5,00 ,,
Zuschlag 20 %	=	4,59 ,,
Σ	=	27,57 qm
Fahrbahn: $(0{,}38 + 0{,}26 + 0{,}15) \cdot 24{,}0$	=	19,00 ,,
Verkehrsband: $3{,}0 \cdot 24{,}0$	=	72,00 ,,
Σ		118,57 qm

Die Knotenlast infolge Gesamtwinddruck beträgt demnach:

$$118{,}57 \cdot \frac{0{,}15}{8} = 2{,}22 \text{ t}.$$

In den einzelnen Feldern herrschen folgende Querkräfte:

$Q_1 = 3{,}5 \cdot 2{,}22 = 7{,}8\ \mathrm{t}$ $\qquad Q_3 = 1{,}5 \cdot 2{,}22 = 3{,}3\ \mathrm{t}$

$Q_2 = 2{,}5 \cdot 2{,}22 = 5{,}6\ \mathrm{t}$ $\qquad Q_0 = 0{,}5 \cdot 2{,}22 = 1{,}1\ \mathrm{t}$

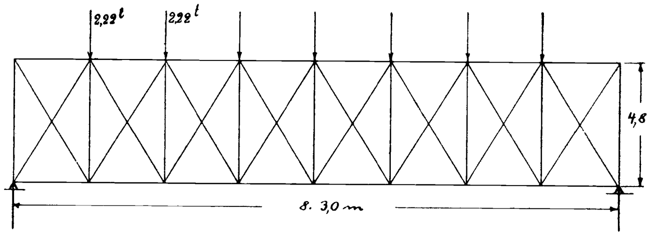

Fig. 70.

Da sich

$$\frac{Q}{D} = \frac{b}{d}$$

verhält, oder

$$D = \frac{\sqrt{3{,}0^2 + 4{,}8^2}}{4{,}8} \cdot Q = \frac{5{,}66}{4{,}8} Q$$

ist, so ergeben sich folgende Spannkräfte in den Diagonalen:

$$D_1 = \frac{5{,}66}{4{,}8} \cdot 7{,}8 = 9{,}4\ \mathrm{t} \qquad D_3 = \frac{5{,}66}{4{,}8} \cdot 3{,}3 = 4{,}0\ \mathrm{t}$$

$$D_2 = \frac{5{,}66}{4{,}8} \cdot 5{,}6 = 6{,}7\ \mathrm{t} \qquad D_4 = \frac{5{,}66}{4{,}8} \cdot 1{,}1 = 1{,}3\ \mathrm{t}.$$

Spannkräfte und Beanspruchungen in den Winddiagonalen.

Stab	Stab-kraft	Profil	Querschnitt	Bean-spruchung	I_{min}	Knicksicherheit
D_1	9,4 t	$\measuredangle\ 110 \cdot 110 \cdot 12$	$25{,}1 - 2{,}3 \cdot 1{,}2 = 22{,}3$	210 kg/cm²	116 cm⁴	$n = \frac{2{,}122 \cdot 116}{\frac{9{,}4}{2} \cdot \left(\frac{5{,}66}{2}\right)^2} = 6{,}4$
D_2	6,7	do.	do.	—	do.	—
D_3	4,0	$\measuredangle\ 100 \cdot 100 \cdot 10$	$19{,}2 - 2{,}3 \cdot 1{,}0 = 16{,}9$	112 ,,	73,3 ,,	$n = \frac{2{,}122 \cdot 73{,}3}{\left(\frac{4{,}0}{2}\right) \cdot \left(\frac{5{,}66}{2}\right)^2} = 9{,}5$
D_4	1,3	do.	do.	—	do.	—

Sämtliche Diagonalen sind durch 3 Niete à 23 ⌀ angeschlossen. Die größte Nietbeanspruchung beträgt:

$$\sigma_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{9400}{3 \cdot 4{,}15} = 300\ \mathrm{kg/cm^2}.$$

Die Längsträger sind noch mit einem besonderen Diagonalverband versehen, dem sogenannten Bremsverband.

Auf einen Längsträger kommen zu gleicher Zeit höchstens 2 Radlasten, so daß durch das Anziehen der Bremsen eine Längskraft von

$$\tfrac{1}{7} \cdot 20{,}0 = 2{,}9\ \mathrm{t}$$

aufzunehmen ist.

Da sich beim Parallelträger die Stabkräfte in demselben Dreiecksverbande wie die zugehörigen Stablängen verhalten, so ist

$$\frac{D}{L} = \frac{d}{l} \text{ und } D = \frac{d}{l} \cdot L = \frac{\sqrt{1{,}8^2 + 3{,}0^2}}{3{,}0} \cdot 2{,}9 = 3{,}4\ \mathrm{t}.$$

Gewählt ist $\measuredangle$ 110 · 110 · 12.

$$\sigma_d = \frac{3400}{25,1} = 136 \text{ kg/cm}^2 \qquad \sigma_z = \frac{3400}{25,1 - 2,3 \cdot 1,2} = 155 \text{ kg/cm}^2.$$

Knicksicherheit

$$n = \frac{2,122 \cdot 116}{3,4 \cdot 3,5^2} = 5,0 \text{ fach.}$$

Die Quersteifigkeit der oben offenen Brücke wird ermittelt nach der Formel von „Engesser"

$$n = \frac{E}{S \cdot h} \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot J_1 \cdot J_2}{\lambda \cdot h}}$$

$$S = O_{min} = 107,2 \text{ t.}$$

Die beiden Trägheitsmomente des Gurtes und der zugehörigen Vertikalen werden wie folgt ermittelt:

J_1 = Trägheitsmoment des Gurtes in Brückenmitte in bezug auf die senkrechte Achse

$$= 2 \cdot 0,8 \cdot \frac{41^3}{12} + 2\,[197 + 37,4 \cdot 10^2] = 17074 \text{ cm}^4.$$

J_2 = Trägheitsmoment der Vertikalen in Brückenmitte in bezug auf die Achse senkrecht zum Brückenquerschnitt

$$= 4\,[46,6 + 14,2 \cdot 9,4^2] = 5200 \text{ cm}^4.$$

h = Abstand des Obergurtschwerpunktes vom obersten Niet der Querversteifung = 185 cm.

Demnach beträgt

$$n = \frac{2150}{107,2 \cdot 185} \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot 17074 \cdot 5200}{300 \cdot 185}} = 14.$$

Lager.

Bolzenkipplager. Bolzendurchmesser 5 cm.

Beanspruchung

$$\sigma = \frac{0,8 \cdot A}{2,5 \cdot b} = \frac{0,8 \cdot A}{2,5 \cdot 58}.$$

Nach der Querkrafttabelle der Vorschriften beträgt

$$A_p = \frac{2508}{2 \cdot 24} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad = 52,25 \text{ t}$$

$$A_g = 1,24 \cdot 12,0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad = 14,88 \text{ ,,}$$

$$A_{max} = 67,13 \text{ t}$$

Demnach die Beanspruchung im Bolzen

$$\sigma = \frac{0,8 \cdot 67,13}{2,5 \cdot 58} = 0,62 = 620 \text{ kg/cm}^2.$$

Stegstärke

$$d' = \frac{A}{1,5\,b} = \frac{67,13}{1,5 \cdot 58} = 0,8 \text{ cm}$$

gewählt: 3 cm.

Rippenzahl = 3; Rippenstärke = 2,5 cm

$$0,22 \cdot z \cdot \delta' \cdot h^2 \cdot k = A \cdot \frac{l'}{8}.$$

Stuhlhöhe

$$h = \sqrt{\frac{67,13 \cdot 50}{8 \cdot 1,0 \cdot 0,22 \cdot 3 \cdot 2,5}} = 15,9 \text{ cm}$$

gewählt: 16 cm.

Plattenstärke

$$\delta = \frac{h}{3}\left[1 - \sqrt{\frac{b - 4z \cdot \delta'}{b - z \cdot \delta'}}\right] = \frac{16}{3} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{58 - 4 \cdot 3 \cdot 2,5}{58 - 3 \cdot 2,5}}\right] = 2,4 \text{ cm}$$

gewählt 3,0 cm.

Rollenlager. Es ist eine Rolle von 25 cm Durchmesser gewählt.

$$\sigma = 0,42 \cdot \sqrt{\frac{P \cdot E}{r}}$$

$$P = \frac{67,13}{58} = 1,16; \quad E = 2150 \text{ t/cm}^2; \quad r = 12,5 \text{ cm}$$

$$\sigma = 0,42 \cdot \sqrt{\frac{1,16 \cdot 2150}{12,5}} = 5,88 \text{ t/cm}^2$$

zulässig sind 6—7 t/cm^2.

Fußplatte: Länge = 50 cm; Stärke = 10 cm.

$$M = \frac{67,13 \cdot 50}{8} = 420 \text{ tcm}$$

$$W = 58 \cdot \frac{10^2}{6} = 967 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{420\,000}{967} = 430 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Auflagerstein wird gedrückt mit

$$k_d = \frac{67\,130}{50 \cdot 58} = 23 \text{ kg/cm}^2 \text{ (zulässig } 40 \text{ kg/cm}^2\text{)}.$$

5. Statische Berechnung für eine eingleisige eiserne Eisenbahnbrücke mit oben liegender Fahrbahn von 39,60 m Stützweite.

Die Hauptträger sind Parabelträger.

Maßgebend für die Belastung ist der 17 t-Zug der preußischen Staatsbahnen.

Zulässige Beanspruchung für die Hauptträger

$$850 + \frac{50}{20} \cdot 19,6 = 899 \text{ kg/cm}^2.$$

Schwellen. Querschnitt 24/26, Längsträgerentfernung 1,80 m.

$$M = 10 \cdot 0,15 = 1,50 \text{ tm}$$

$$W = 24 \cdot \frac{26^2}{6} = 2704 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{max} = \frac{150\,000}{2704} = 56 \text{ kg/cm}^2.$$

Längsträger. Da die Bauhöhe unbeschränkt ist, liegen die Längsträger auf den Querträgern.

Stützweite = Feldweite = 3,96 m.

Bei Annahme von 3 Lasten à 9,5 t symmetrisch zur Trägermitte ergibt sich nach bekannter Belastungsskizze

$$A_p = 9,5 + \frac{9,5}{2} = 14,25 \text{ t}$$

$$M_p = 14,25 \cdot \frac{3,96}{2} - 9,5 \cdot 1,5 = 13,97 \text{ tm}.$$

Eigengewicht:

Schienen $100 \cdot 3{,}96$	$=$ 396 kg
Schwellen $0{,}24 \cdot 0{,}26 \cdot 4{,}40 \cdot 7 \cdot 1000$	$=$ 1920 ,,
Bohlen $4{,}0 \cdot 3{,}96 \cdot 0{,}05 \cdot 850$	$=$ 673 ,,
I 45 $115 \cdot 3{,}96$	$=$ 460 ,,
Zuschlag	$=$ 51 ,,
Feldlast	$=$ 3500 kg.

Auf 1 Längsträger kommen $\frac{3500}{2} = 1{,}75$ t

$$M_g = 1{,}75 \cdot \frac{3{,}96}{8} = 0{,}85 \text{ tm}.$$

I 45:

$$W_{\text{vorh.}} = 2040 \text{ cm}^3$$
$$M_{max} = 13{,}97 + 0{,}85 = 14{,}82 \text{ tm},$$
$$\sigma_{max} = \frac{1482000}{2040} = 730 \text{kg/cm}^2.$$

Querträger. Auf jeden mittleren Querträger kommen von den beiden angrenzenden Längsträgern

$$A_p = 8{,}5 + 2 \cdot 8{,}5 \cdot \left(\frac{0{,}96 + 2{,}46}{3{,}96}\right) = 23{,}5 \text{ t}.$$

Die schon ermittelte Feldlast	3500 kg
I $47\frac{1}{2}$ ..... $128 \cdot 3{,}0$	384 ,,
Zuschlag	66 ,,
Σ	3950 kg

$$A_g = \frac{3{,}95}{2} = 2{,}0 \text{ t}; \; A_{max} = 23{,}5 + 2{,}0 = 25{,}5 \text{ t}.$$

Differenz zwischen Brückenbreite und Längsträgerentfernung $3{,}10 - 1{,}80 = 1{,}30$ m.

$$M_{max} = 25{,}5 \cdot 0{,}65 = 16{,}575 \text{ tm}$$
$$\text{I N. P. } 47\tfrac{1}{2} : W = 2375 \text{ cm}^3$$
$$\sigma_{max} = \frac{1657500}{2375} = 700 \text{kg/cm}^2.$$

Hauptträger. Das Eigengewicht wird zu 1,00 t pro lfd. m angenommen. (Der Auflagerdruck des Querträgers infolge Eigenlast beträgt 2,0 t pro Feld oder $\frac{2{,}0}{3{,}96} = 0{,}5$ t pro lfd. m. Das Eigengewicht des Parabelträgers wird zu 0,5 t pro lfd. m geschätzt.)

Momente infolge Eigenlast:

$$M_1 = \frac{1{,}0}{2} \cdot 3{,}96 \cdot 35{,}64 \doteq 70{,}56 \text{ tm}$$
$$M_2 = \frac{1{,}0}{2} \cdot 7{,}92 \cdot 31{,}68 = 125{,}45 \text{ ,,}$$
$$M_3 = \frac{1{,}0}{2} \cdot 11{,}88 \cdot 27{,}72 = 164{,}66 \text{ ,,}$$
$$M_4 = \frac{1{,}0}{2} \cdot 15{,}84 \cdot 23{,}76 = 188{,}18 \text{ ,,}$$
$$M_5 = \frac{1{,}0}{2} \cdot 19{,}8 \cdot 19{,}8 = 196{,}02 \text{ ,,}$$

Das Moment in Trägermitte infolge Verkehrslast beträgt (nach der Tabelle)

$$M_p = \frac{1286 + 65 \cdot 1,6}{2} = 695 \text{ tm}$$

$$\frac{x}{l} = 0,1;\; M_1 = 695 \cdot 0,403 = 280 \text{ tm}$$

$$\frac{x}{l} = 0,2;\; M_2 = 695 \cdot 0,703 = 488,6 \;,,$$

$$\frac{x}{l} = 0,3;\; M_3 = 695 \cdot 0,899 = 624,8 \;,,$$

$$\frac{x}{l} = 0,4;\; M_4 = 695 \cdot 0,992 = 689,4 \;,,$$

Die größten Momente infolge Gesamtbelastung:

$$M_1 = 280 + 70,56 = 350,6 \text{ tm}$$
$$M_2 = 488,6 + 125,45 = 614,1 \;,,$$
$$M_3 = 624,8 + 164,66 = 789,5 \;,,$$
$$M_4 = 689,4 + 188,18 = 877,5 \;,,$$
$$M_5 = 695 + 196,02 = 891,0 \;,,$$

Rechnerische Ermittelung der Spannkräfte. Die für die Berechnung der Spannkräfte erforderlichen Abmessungen und Lote auf die Gurtstäbe sind in die Trägerskizze eingeschrieben worden (Tafel 6).

Obergurt:

$$O_1 = O_2 = -\frac{M_1}{r_1} = -\frac{M_1}{h_1} = -\frac{350,6}{2,37} = -148 \text{ t}$$

$$O_3 = O_4 = -\frac{M_3}{h_4} = -\frac{789,5}{5,54} = -142 \text{ t}$$

$$O_5 = -\frac{M_5}{h_5} = -\frac{891,0}{6,6} = -135 \text{ t.}$$

Untergurt:

$$U_1 = +\frac{M_1}{r_1} = +177 \text{ t}$$

$$U_2 = U_3 = +\frac{M_2}{r_2} = +170 \text{ t}$$

$$U_4 = U_5 = \frac{M_4}{r_4} = +148 \text{ t.}$$

(Trotz der nach der Brückenmitte zu wachsenden Größe der Biegungsmomente werden also die Gurtkräfte nach der Mitte zu kleiner, da die Höhen wegen des hohen Pfeiles der Parabel stark wachsen und damit die Nenner der Brüche größer werden und schneller anwachsen als die Zähler.)

Diagonalen.

Für die Berechnung der Diagonalen aus den Knotenpunktsmomenten gilt die Formel

$$D_m \cdot \cos \varphi_m = \frac{M_m}{h_m} - \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}}$$

Darin bedeuten M_m das Knotenpunktsmoment am Anfange der steigenden Diagonalen, M_{m-1} das Moment am Ende derselben. Alle Diagonalen sind als steigende anzusehen, so daß der untere Punkt stets als Anfangspunkt gilt.

$$D_1 \cdot \cos\varphi_1 = \frac{M_1}{h_1} - \frac{M_2}{h_2} = \frac{280}{2,37} - \frac{488,6}{3,96} = -\ 5,9\ \mathrm{t}$$

$$D_2 \cdot \cos\varphi_2 = \frac{M_3}{h_3} - \frac{M_2}{h_2} = \frac{624,8}{5,54} - \frac{488,6}{3,96} = -\ 11,2\ \mathrm{t}$$

$$D_3 \cdot \cos\varphi_3 = \frac{M_3}{h_3} - \frac{M_4}{h_4} = \frac{624,8}{5,54} - \frac{689,4}{6,07} = -\ 0,8\ \mathrm{t}$$

$$D_4 \cdot \cos\varphi_4 = \frac{M_5}{h_5} - \frac{M_4}{h_4} = \frac{695}{6,6} - \frac{689,4}{6,07} = -\ 8,3\ \mathrm{t}$$

$$D_1 = -\frac{5,9}{0,86} = -\ 6,9\ \mathrm{t}; \qquad D_2 = -\frac{11,2}{0,58} = -\ 19,3\ \mathrm{t};$$

$$D_3 = -\frac{0,8}{0,58} = -\ 3,4\ \mathrm{t}; \qquad D_4 = -\frac{8,3}{0,51} = -\ 16,3\ \mathrm{t}.$$

Da bei jedem Parabelträger die Diagonalen infolge Eigenlast spannungslos sind, so sind hier nur die Verkehrsmomente eingesetzt. Daraus erklärt sich auch der Druck in den nach der Mitte zu fallenden Diagonalen, da der positive Einfluß des Eigengewichtes fortfällt.

Vertikalen.

Die Vertikalen sind nur für den Anschluß der Querträger angeordnet. Sie werden am ungünstigsten dort beansprucht, wo sie allein ohne Diagonalen den Auflagerdruck des Querträgers aufzunehmen haben. Die größte Druckspannkraft in den Vertikalen beträgt demnach

25,5 t.

Im Obergurt sind 2 [N.P. 26 durchgeführt. Die Stäbe O_1 bis O_4 tragen 2 Platten 460/12, der Stab O_5 nur 1 Platte 460/12.

Die Lage der horizontalen Schwerachse sowie die beiden Trägheitsmomente berechnen sich wie folgt:

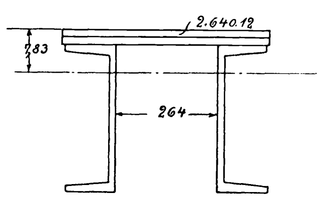

Fig. 71.

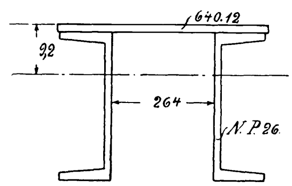

Fig. 72.

$$\eta = \frac{46 \cdot 2,4 \cdot 1,2 + 2 \cdot 48,3 \cdot 15,4}{46 \cdot 2,4 + 2 \cdot 48,3} = 7,83\ \mathrm{cm}$$

$$J_x = 46 \cdot \frac{2,4^3}{12} + 46 \cdot 2,4 \cdot 6,63^2 + 2 \cdot 4823 + 2 \cdot 48,3 \cdot 7,57^2 = 20052\ \mathrm{cm}^4$$

$$J_y = 2,4 \cdot \frac{46,0^3}{12} + 2\,(317 + 48,3 \cdot 15,56^2) = 43431\ \mathrm{cm}^4$$

$$\eta = \frac{46,0 \cdot 1,2 \cdot 0,6 + 2 \cdot 48,3 \cdot 14,2}{46,0 \cdot 1,2 + 2 \cdot 48,3} = 9,2\ \mathrm{cm}$$

$$J_x = 46,0 \cdot \frac{1,2^3}{12} + 46 \cdot 1,2 \cdot 8,6^2 + 2 \cdot 4823 + 2 \cdot 48,3 \cdot 5,0^2 = 16211\ \mathrm{cm}^4$$

$$J_y = 1,2 \cdot \frac{46^3}{12} + 2\,(317 + 48,3 \cdot 15,56^2) = 33697\ \mathrm{cm}^4.$$

Die größte Druckspannung herrscht in O_1 bzw. O_2 und beträgt

$$\sigma_d = \frac{148\,000}{2 \cdot 48{,}3 + 2 \cdot 46 \cdot 1{,}2} = 715 \text{ kg/cm}^2,$$

die geringste Knicksicherheit in den beiden Stäben ist

$$n = \frac{2{,}122 \cdot 20\,052}{148 \cdot 3{,}96^2} = 18 \text{ fach.}$$

Die größte Druckspannung in O_5

$$\sigma_d = \frac{135\,000}{2 \cdot 48{,}3 + 46 \cdot 1{,}2} = 888 \text{ kg/cm}^2,$$

die geringste Knicksicherheit

$$n = \frac{2{,}122 \cdot 16\,211}{135 \cdot 3{,}96^2} = 15 \text{ fach.}$$

Im Untergurte ist das auf Tafel 6 ersichtliche Profil durchgeführt. 2 Platten 380/12 und 4 $\measuredangle$ 120 · 120 · 15.

Der nutzbare Querschnitt beträgt

$$f = 4 \cdot 33{,}9 + 2 \cdot 38{,}0 \cdot 1{,}2 - 2{,}3 \cdot 2{,}7 \cdot 4 = 202 \text{ cm}^2,$$

und die größte Zugbeanspruchung

$$\sigma_z = \frac{177\,000}{202} = 876 \text{ kg/cm}^2.$$

Für D_1 ist I Differd. 24 B gewählt, von D_2 ab ist dasselbe Profil mit einer Lasche 240/10 auf beiden Flanschen durchgeführt.

D_1: $f = 96{,}8 \text{ cm}^2$; $J_x = 10\,260 \text{ cm}^4$; $J_y = 3043 \text{ cm}^4$

$$\sigma_d = \frac{6900}{96{,}8} = 69 \text{ kg/cm}^2 \qquad n = \frac{2{,}122 \cdot 3043}{6{,}9 \cdot 4{,}62^2} = 44 \text{ fach.}$$

D_2: $f = 96{,}8 + 2{,}0 \cdot 24{,}0 = 144{,}8 \text{ cm}^2$

$$J_x = 10\,260 + \frac{24{,}0}{12}(26{,}0^3 - 24{,}0^3) = 17\,764 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 3043 + 2{,}0 \cdot \frac{24{,}0^3}{12} = 5347 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_d = \frac{19\,300}{144{,}8} = 133 \text{ kg/cm}^2 \qquad n = \frac{2{,}122 \cdot 5347}{19{,}3 \cdot 6{,}81^2} = 12 \text{ fach.}$$

D_3: $f = 144{,}8 \text{ cm}^2$; $J_x = 17\,764 \text{ cm}^4$; $J_y = 5347 \text{ cm}^4$

$$\sigma_d = \frac{1400}{144{,}8} = 10 \text{ kg/cm}^2 \qquad n = \frac{2{,}122 \cdot 5347}{1{,}4 \cdot 6{,}81^2} = 170 \text{fach.}$$

D_4: $f = 144{,}8 \text{ cm}^2$; $J_x = 17764 \text{ cm}^4$; $J_y = 5347 \text{ cm}^4$

$$\sigma_d = \frac{16\,300}{144{,}8} = 113 \text{ kg/cm}^2 \qquad n = \frac{2{,}122 \cdot 5347}{16{,}3 \cdot 7{,}7^2} = 11 \text{ fach.}$$

Die Vertikalen V_1 V_3 und V_5 haben den Auflagerdruck des Querträgers mit 25,5 t aufzunehmen. Sie bestehen aus Differd. 24 B. Die Druckbeanspruchung beträgt bei allen:

$$\sigma_d = \frac{25\,500}{96{,}8} = 250 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Knicksicherheit bei der längsten Vertikalen V_5 ist

$$n = \frac{2{,}122 \cdot 3043}{25{,}5 \cdot 6{,}6^2} = 5{,}9 \text{ fach.}$$

Die Füllstäbe V_2 und V_4 bestehen aus einem Stehbleche 240/10 mit je einem Saumwinkel 100 · 100 · 10.

Windverband.

Die einzelnen Windlasten berechnen sich wie folgt:

Obergurt 0,30 · 39,6 · 150 . . . . = 1 782 kg
Untergurt 0,38 · 8,5 · 5 · 150 . . . . = 2 400 „
Diagonalen und Vertikalen 0,24 · (2 · 2,37 + 2 · 4,62 + 2 · 3,96 + + 2 · 6,81 + 2 · 5,54 + 2 · 6,81 + 2 · 6,07 + 2, · 7,70 + 6,60) · 150 . . . . = 3 396 „

w_t = 7 578 kg
+ 25 % = 1 894 „

Fahrbahn (0,17 + 0,26 + 0,15) · 39,6 · 150 . . . . = 3 480 „

Summe der ständigen Windlasten = 12 952 kg

Ständige Feldlast

$$\frac{12{,}95\ \mathrm{t}}{10} = 1{,}3\ \mathrm{t}.$$

Winddruck auf den Zug $w_e = 3{,}0 \cdot 39{,}6 \cdot 150 =$ 17 820 kg.

Veränderliche Feldlast:

$$\frac{17{,}82\ \mathrm{t}}{10} = 1{,}8\ \mathrm{t}.$$

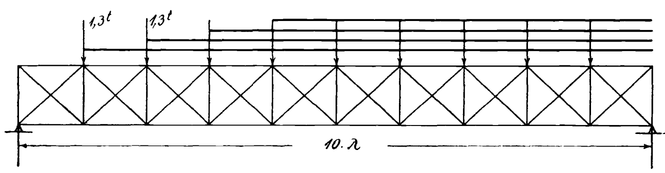

Fig. 73.

Der im Obergurte der Hauptträger angeordnete horizontale Windträger erleidet infolge der ständigen Belastung eine Auflagerreaktion von

$$A = 4{,}5 \cdot 1{,}3 = 5{,}85\ \mathrm{t}.$$

In den einzelnen Feldern herrschen folgende Querkräfte

$$Q_1 = A = 5{,}85\ \mathrm{t}$$
$$Q_2 = 5{,}85 - 1{,}3 = 4{,}55\ \mathrm{t}$$
$$Q_3 = 4{,}55 - 1{,}3 = 3{,}25\ \mathrm{t}$$
$$Q_4 = 3{,}25 - 1{,}3 = 1{,}95\ \mathrm{t}$$
$$Q_5 = 1{,}95 - 1{,}3 = 0{,}65\ \mathrm{t}.$$

Der bis zu den jeweiligen Feldern vorgeschobene Lastenzug bringt folgende Querkräfte oder besser Reaktionen:

$$Q_1 = 9 \cdot 1{,}8 \cdot \frac{4{,}5 \cdot \lambda}{10 \cdot \lambda} = 7{,}29\ \mathrm{t}$$

$$Q_2 = 8 \cdot 1{,}8 \cdot \frac{4{,}0}{10} = 5{,}76\ \mathrm{t}$$

$$Q_3 = 7 \cdot 1{,}8 \cdot \frac{3{,}5}{10} = 4{,}41\ \mathrm{t}$$

$$Q_4 = 6 \cdot 1{,}8 \cdot \frac{3{,}0}{10} = 3{,}24\ \mathrm{t}$$

$$Q_5 = 5 \cdot 1{,}8 \cdot \frac{2{,}5}{10} = 2{,}25\ \mathrm{t}.$$

Die größten Querkräfte infolge der Windlasten betragen demnach:

$$Q_1 = 7{,}29 + 5{,}85 = 13{,}14\ \mathrm{t}$$
$$Q_2 = 5{,}76 + 4{,}55 = 10{,}31\ \mathrm{t}$$
$$Q_3 = 4{,}41 + 3{,}25 = 7{,}66\ \mathrm{t}$$
$$Q_4 = 3{,}24 + 1{,}95 = 5{,}19\ \mathrm{t}$$
$$Q_5 = 2{,}25 + 0{,}65 = 2{,}90\ \mathrm{t}.$$

Für die ersten drei Felder sind ⊥ 12/12 als Diagonalen gewählt. Sie sind kreuzweis angeordnet und in der Mitte durch Knotenbleche verbunden.

$$D_{max} = 13{,}14 \cdot \frac{d}{b} = 13{,}14 \cdot \frac{\sqrt{3{,}1^2 + 3{,}96^2}}{3{,}1} = 21{,}2 \text{ t}$$

$$f = 29{,}6 \text{ cm}^2 \qquad \sigma_d = \frac{21\,200}{2 \cdot 29{,}6} = \frac{707}{2} \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{21\,200}{2\,(29{,}6 - 2{,}0 \cdot 1{,}3 \cdot 2{,}0)} = 440 \text{ kg/cm}^2$$

$$J_{min} = 178 \text{ cm}^4 \qquad n = \frac{2{,}122 \cdot 178}{\frac{21{,}2}{2} \cdot \left(\frac{5{,}0}{2}\right)^2} = 5{,}6 \text{fach.}$$

Für die mittleren Felder sind ∢ 100 · 100 · 10 gewählt, die ebenfalls kreuzweis vorhanden sind.

$$f = 19{,}2 \text{ cm}^2 \qquad \sigma_d = \frac{5\,190}{2 \cdot 19{,}2} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{5\,190}{2\,(19{,}2 - 2{,}3 \cdot 1{,}0)} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$J_{min} = 73{,}3 \text{ cm}^4 \qquad n = \frac{2{,}122 \cdot 73{,}3}{\frac{5{,}19}{2} \cdot \left(\frac{5{,}0}{2}\right)^2} = 10 \text{fach.}$$

Querkreuze.

Die beiden Hauptträger sind an jedem Knoten durch Querkreuze verbunden. Die Diagonalen dieser Kreuze werden berechnet wie diejenigen des Horizontalverbandes. Ihre Spannkräfte verhalten sich wieder zu denjenigen in den Vertikalstäben (zu den Querkräften) wie die Diagonallänge zur Brückenbreite b.

Die Querkräfte nehmen nach der Brückenmitte zu ab, die Längen der Diagonalen wachsen jedoch, so daß sich die Stabkräfte nicht sehr ändern werden, und dasselbe Profil durchgeführt werden kann.

Bremsverband.

Die aufgelagerten Längsträger sind durch einen besonderen Verband gesichert. In den Feldmitten sind [-Eisen als Querriegel angeordnet, ferner ist ein durchgehender Diagonalverband aus Winkeleisen vorhanden.

Da durch die Querriegel die freie Länge des Längsträgers auf $\frac{3{,}96}{2}$ m = 1,98 m beschränkt ist, so haben im ungünstigsten Falle 2 Räder auf der freien Länge Platz, und die dadurch hervorgerufene Längskraft beträgt

$$\frac{1}{7} \cdot (10 + 10) = 2{,}9 \text{ t.}$$

Diese Längskraft verhält sich wieder zu der gesuchten Diagonalkraft wie die zugehörigen Längen zueinander.

Also

$$D = 2{,}9 \cdot \frac{d}{\frac{\lambda}{2}} = \frac{2{,}9 \cdot \sqrt{1{,}8^2 + 1{,}98^2}}{1{,}98} = 4{,}64 \text{ t.}$$

Die Zusatzlasten für die Gurtungen der Hauptträger infolge Winddruck.

Der horizontale Windträger ist ein Parallelträger, dessen Gurtungen dieselben sind wie die beiden Obergurte der beiden Hauptträger.

Für die Hauptträger sind diese beiden Gurtungen stets die Obergurte, für den Windträger ist jedoch der eine der Ober-, der andere der Untergurt.

Da der Wind von der einen und von der anderen Seite wehen kann, so ist in dem einen Falle der eine, in dem anderen Falle der andere Gurt als Obergurt aufzufassen. Jeder Gurt des Windverbandes kann also einmal Obergurt und jeder kann einmal Untergurt sein, je nach der Windrichtung.

In dem skizzierten Falle wird der obere Gurt gedrückt, der untere gezogen. Die Zugkräfte entlasten den gleichzeitigen Gurt des Hauptträgers, sind also außer acht zu lassen.

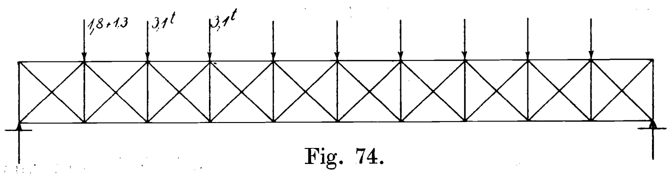

Fig. 74.

Die Druckkräfte vermehren die schon durch Eigen- und Verkehrslast hervorgerufenen Druckkräfte.

(Die Lage des Windverbandes ist also für die Ermittlung der Zusatzlasten beachtenswert. Liegt der Verband im Untergurt, so werden die Zugkräfte die Gurtkräfte verstärken.)

Infolge der Knotenlasten aus dem gesamten Winddruck $1{,}8 + 1{,}3 = 3{,}1$ t entstehen folgende Windmomente:

$$A = 4{,}5 \cdot 3{,}1 = 13{,}95 \text{ t}$$
$$M_1 = 13{,}95 \cdot 3{,}96 = 55{,}24 \text{ tm}$$
$$M_2 = 13{,}95 \cdot 7{,}92 - 3{,}1 \cdot 3{,}96 = 98{,}2 \text{ tm}$$
$$M_3 = 13{,}95 \cdot 11{,}88 - 3{,}1 \cdot 11{,}88 = 128{,}9 \text{ ,,}$$
$$M_4 = 13{,}95 \cdot 15{,}84 - 3{,}1 \cdot 23{,}76 = 144{,}0 \text{ ,,}$$
$$M_5 = 13{,}95 \cdot 19{,}8 - 3{,}1 \cdot 39{,}6 = 150{,}0 \text{ ,, .}$$

Nach der Formel

$$O_m = -\frac{M_m}{r_m}$$

ergeben sich daraus folgende Spannkräfte:

$$O_1 = -\frac{55{,}24}{3{,}1} = -18 \text{ t}; \qquad O_2 = -\frac{98{,}2}{3{,}1} = -32 \text{ t};$$
$$O_3 = -\frac{128{,}9}{3{,}1} = -41 \text{ t}; \qquad O_4 = -\frac{144{,}0}{3{,}1} = -47 \text{ t};$$
$$O_5 = -\frac{150}{3{,}1} = -50 \text{ t}.$$

Mit Berücksichtigung dieser Zusatzkräfte infolge Wind betragen jetzt die größten Spannkräfte in den Obergurten der Hauptträger:

$$O_1 = -148 - 18 = -166 \text{ t}$$
$$O_2 = -148 - 32 = -180 \text{ t}$$
$$O_3 = -142 - 41 = -183 \text{ t}$$
$$O_4 = -142 - 47 = -189 \text{ t}$$
$$O_5 = -135 - 50 = -185 \text{ t}.$$

Demzufolge erhöhen sich auch die Beanspruchungen und betragen jetzt

$$\sigma_1 = \frac{166}{2 \cdot 48{,}3 + 2 \cdot 46{,}0 \cdot 1{,}2} = 810 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_2 = \frac{180}{2 \cdot 48{,}3 + 2 \cdot 46{,}0 \cdot 1{,}2} = 870 \text{ ,,}$$
$$\sigma_3 = \frac{183}{2 \cdot 48{,}3 + 2 \cdot 46{,}0 \cdot 1{,}2} = 884 \text{ ,,}$$

$$\sigma_4 = \frac{189}{2 \cdot 48{,}3 + 2 \cdot 46{,}0 \cdot 1{,}2} = 913 \quad ,,$$

$$\sigma_5 = \frac{185}{2 \cdot 48{,}3 + 46{,}0 \cdot 1{,}2} = 1217 \quad ,, .$$

Bei Berücksichtigung der Zusatzlasten infolge Wind ist für die vorliegende Stützweite eine Höchstbeanspruchung zulässig von 1050 kg/cm². Aus diesem Grunde müßte also auch bei Stab O_5 die 2. Gurtplatte 460/12 durchgeführt werden.

Lager. Das feste Lager ist ein Bolzenkipplager. Der Durchmesser des Bolzens ist zu 80 mm gewählt, und seine Beanspruchung beträgt bei einer Länge von 630 mm nach Formel

$$\sigma = 0{,}8 \frac{A}{r \cdot b} = \frac{0{,}8 \cdot 98{,}6}{4{,}0 \cdot 63{,}0} = 0{,}31 \text{ t/cm}^2 = 310 \text{ kg/cm}^2.$$

Aus der Tabelle in den Vorschriften ergibt sich A_p zu:

$$A_p = \frac{5661 + 274 \cdot 2{,}1}{2 \cdot 39{,}6} = 78{,}8 \text{ t}$$

$$A_g = 1{,}0 \cdot \frac{39{,}6}{2} = \frac{19{,}8 \text{ t}}{A_{max} = 98{,}6 \text{ t}}.$$

Die Stegstärke des Lagerstuhles nach Formel

$$d = \frac{A}{1{,}5 \cdot b} = \frac{98{,}6}{1{,}5 \cdot 63{,}0} = 1{,}5 \text{ cm}$$

gewählt $d = 4{,}0$ cm.

Die Zahl und Stärke der Rippen des Lagerstuhles werden zu 5 und 30 mm angenommen. Damit ergibt sich die mittlere Stärke der Fußplatte des Lagerstuhles zu:

$$\delta = \frac{h}{3} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{b - 4\, z \cdot \delta'}{b - z \cdot \delta'}}\right].$$

Die Höhe h ist zu 24 cm gewählt. Die zugehörige Beanspruchung beträgt nach Formel

$$0{,}22 \cdot z \cdot \delta' \cdot h^2 \cdot k = \frac{A \cdot l'}{8}$$

$$k = \frac{A \cdot l'}{8 \cdot 0{,}22 \cdot z \cdot \delta' \cdot h^2}$$

$$= \frac{98{,}6 \cdot 60{,}0}{8 \cdot 0{,}22 \cdot 5 \cdot 3{,}0 \cdot 24{,}0^2} = 0{,}75 \text{ t/cm}^2 = 750 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit Berücksichtigung des Wertes h ergibt sich die Stärke

$$\delta = \frac{24}{3} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{63 - 4 \cdot 3{,}0 \cdot 5}{63 - 3{,}0 \cdot 5}}\right] = 1{,}05 \text{ cm}$$

gewählt $\delta = 6{,}0$ cm.

Das bewegliche Lager ist ein Bolzenkipplager auf Rollen. Die Stärke der Platte über den Rollen beträgt 10 cm.

Biegungsmoment

$$M = \frac{98{,}6}{3} \cdot 20{,}0 = 656 \text{ tcm}$$

Widerstandsmoment

$$W = \frac{63 \cdot 10^2}{6} = 1050 \text{ cm}^3$$

Beanspruchung

$$\sigma = \frac{656\,000}{1050} = 625 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die drei Rollen muß das Produkt $n \cdot b \cdot d = 3 \cdot 63 \cdot 16 = 3024$ zwischen 28 A und 40 A liegen.

$28\,A = 28 \cdot 98{,}6 = 2761;$ $\qquad$ $40\,A = 40 \cdot 98{,}6 = 3944.$

Die Grundplatte ist 10 cm stark und mißt 75/66 cm.

Biegungsmoment

$$M = \frac{98{,}6 \cdot 75}{8} = 924 \text{ tcm}$$

$$W = \frac{66 \cdot 10^2}{6} = 1100 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{max} = \frac{924\,000}{1100} = 840 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Bolzen ist auch hier 80 mm stark, und die oberen Lagerplatten haben eine Stärke von 80 mm.

Die Auflagersteine werden unter den festen Lagern gedrückt mit

$$k_d = \frac{99\,000}{60 \cdot 66} = 25 \text{ kg/cm}^2,$$

und unter den beweglichen mit

$$k_d = \frac{99\,000}{75 \cdot 66} = 20 \text{ kg/cm}^2.$$

Für Granitquader ist eine Beanspruchung von 40 kg/cm² zulässig.

6. Statische Berechnung für eine eingleisige eiserne Eisenbahnbrücke von 46,20 m Stützweite.

Die Hauptträger sind Halbparabelträger.

Zulässige Beanspruchungen für die

Hauptträger 900—950 kg/cm²,
Fahrbahnträger 750 kg/cm²,
Niete in den Hauptträgern $950 \cdot 0{,}9 = 855$ bzw. 1710 kg/cm²,
Niete in den Fahrbahnträgern $750 \cdot 0{,}9 = 675$ bzw. 1350 kg/cm².

Die Fahrbahn liegt im Untergurt, und die Hauptträger haben einen Abstand von 4,50 m von Mitte zu Mitte.

Maßgebend für die Berechnung und Belastung ist der gezeichnete 12-t-Lastenzug.

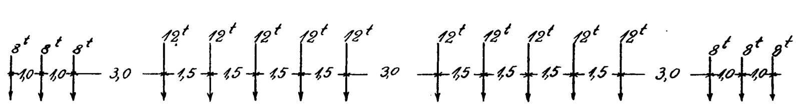

Fig. 75.

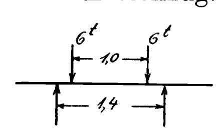

Fig. 76.

Schwellen. Die Längsträger haben einen Abstand von 1,40 m. Spurweite der Fahrzeuge = 1,0 m.

Das Biegungsmoment beträgt

$$M = 6\,t \cdot 0{,}20 = 1{,}20 \text{ tm}.$$

$$W_{vorh.} = 20 \cdot \frac{22^2}{6} = 1613 \text{ cm}^3.$$

Damit ergibt sich die größte Beanspruchung

$$\sigma = \frac{120\,000}{1613} = 74 \text{ kg/cm}^2.$$

Längsträger. Stützweite $= 4{,}62$ m.

Für die Ermittlung des Eigengewichts ist folgendes zu berücksichtigen:

Schienen und Kleineisen	80 kg pro m
Schwellen	7 pro Feld
Schwellenlänge	3 m

Bohlenbelag 5 cm stark und 2,50 nutzbare Breite.

Das Eigengewicht beträgt demnach pro Feld:

Schienen: $80 \cdot 4{,}62$	=	370 kg
Schwellen: $0{,}20 \cdot 0{,}22 \cdot 7 \cdot 3{,}0 \cdot 1000$	=	924 ,,
Bohlenbelag: $2{,}50 \cdot 4{,}62 \cdot 0{,}05 \cdot 850$	=	491 ,,
Träger I N. P. $42\frac{1}{2}$: $104 \cdot 4{,}62 \cdot 2$	=	961 ,,
Zuschlag	=	54 ,,
Σ	=	2800 kg

$$M_g = \frac{2{,}8}{2} \cdot \frac{4{,}62}{8} = 0{,}81 \text{ tm}.$$

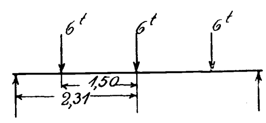

Fig. 77.

Verkehrslast. Die gezeichnete Laststellung erzeugt das größte Biegungsmoment und damit die größte Beanspruchung.

Es ist

$$A = \frac{3 \cdot 6{,}0}{2} = 9{,}0 \text{ t}.$$

$$M_p = 9{,}0 \cdot 2{,}31 - 6{,}0 \cdot 1{,}50 = 11{,}80 \text{ tm}$$

$$M_{max} = 11{,}80 + 0{,}81 = 12{,}61 \text{ tm}$$

Gewählt ist I N. P. $42\frac{1}{2}$ mit $W = 1739$ cm³.

Damit beträgt

$$\sigma_{max} = \frac{1\,261\,000}{1739} = 725 \text{ kg/cm}^2.$$

Querträger.

Das Eigengewicht betrug bisher	=	2800 kg
Hinzu kommt: I N. P. $60 = 199 \cdot 4{,}2$	=	836 ,,
Zuschlag	=	64 ,,
Σ	=	3700 kg.

Verkehrslast. Nach beistehender Skizze ergibt sich für den mittleren Querträger ein Auflagerdruck

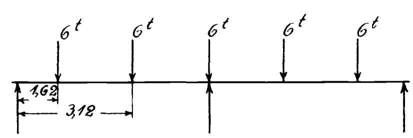

Fig. 78.

$$A = 6 + \frac{2 \cdot 6 \cdot (1{,}62 + 3{,}12)}{4{,}62} = 18{,}4 \text{ t}.$$

Je 2 aufeinanderfolgende Längsträger belasten an der Anschlußstelle den Querträger mit

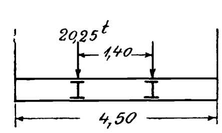

Fig. 79.

$$A_{g+p} = 18{,}4 + \frac{3{,}7}{2} = 20{,}25 \text{ t}.$$

Damit beträgt

$$M_{max} = 20{,}25 \cdot 1{,}55 = 31{,}39 \text{ tm}.$$

Gewählt I N. P. 60 mit $W = 4632$ cm³

$$\sigma_{max} = \frac{3\,139\,000}{4632} = 678 \text{ kg/cm}^2.$$

Anschlüsse. Die Längsträger sind durch ⊀ $100 \cdot 100 \cdot 10$ und $2 \cdot 4$ einschnittige oder 4 zweischnittige Niete à 23 ⌀ an die Querträger angeschlossen.

Nach der gezeichneten Laststellung ergibt sich die größte Anschlußkraft zu:

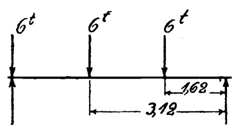

Fig. 80.

$$A_p = 6\text{ t} + \frac{6 \cdot (1{,}62 + 3{,}12)}{4{,}62} = 12{,}2\text{ t}$$

$$A_g = \frac{2{,}8}{2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . = 1{,}4$$

$$A_{g+p} = 13{,}6\text{ t}.$$

Die Beanspruchung der einschnittigen Niete beträgt demnach:

$$\sigma_s = \frac{13600}{2 \cdot 4 \cdot 4{,}15} = 410\text{ kg/cm}^2 \quad \text{(Abscheren)},$$

die der zweischnittigen

$$\sigma_s = \frac{13600}{2 \cdot 4 \cdot 4{,}15} = 410 \quad ,, \qquad ,,$$

$$\sigma_l = \frac{13600}{4 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}53} = 970 \quad ,, \quad \text{(Lochleibung)}.$$

Die Querträger sind durch ∢ 100 · 100 · 10 an die Vertikalen der Hauptträger angeschlossen. Im Stege des Querträgers sitzen 5 zweischnittige Niete à 23 ⌀.

$$\sigma_s = \frac{20250}{2 \cdot 5 \cdot 4{,}15} = 490\text{ kg/cm}^2 \quad \text{(Abscheren)}$$

$$\sigma_l = \frac{20250}{5 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}53} = 1180 \quad ,, \quad \text{(Lochleibung)}.$$

Der Nachweis der Beanspruchung in den Nieten der Vertikalen erübrigt sich wegen der großen Anzahl.

Hauptträger. Stützweite 46,20 m.

Das gesamte Eisengewicht wurde nach einer vorhergehenden Überschlagsrechnung zu annähernd 96 t ermittelt. Das Eigengewicht der ganzen Brücke setzt sich mit Benutzung der schon berechneten Werte wie folgt zusammen:

Eisen	=	96 000 kg
Schienen 80 · 46,2	=	3 700 ,,
Schwellen 924 · 10	=	9 240 ,,
Bohlenbelag 491 · 10	=	4 910 ,,
Σ	=	113 850 kg

Pro Knoten eines Hauptträgers also

$$\frac{113850}{2 \cdot 10} = 5692\text{ kg} = 5{,}7\text{ t}.$$

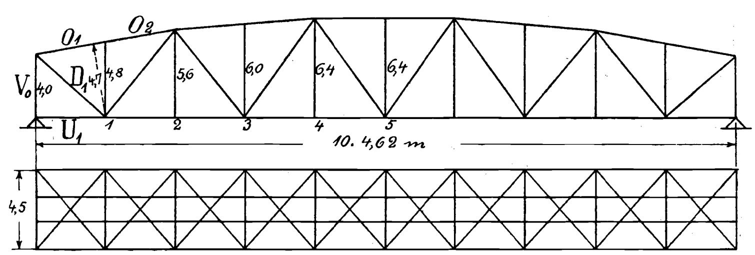

Fig. 81.

Die Spannkräfte in den einzelnen Stäben sind durch Einflußlinien ermittelt. Mit den in die Systemfigur eingeschriebenen Bezeichnungen ergeben sich die einzelnen Gurtspannkräfte wie folgt:

$$O_1 = -\frac{M_1}{r_1} = -\frac{1 \cdot 4{,}62}{4{,}7} = -0{,}98 = O_2$$

$$O_3 = -\frac{M_3}{r_3} = -\frac{3 \cdot 4{,}62}{6{,}0} = -2{,}3 = O_4$$

$$O_5 = -\frac{M_5}{r_5} = -\frac{5 \cdot 4{,}62}{6{,}4} = -3{,}6.$$

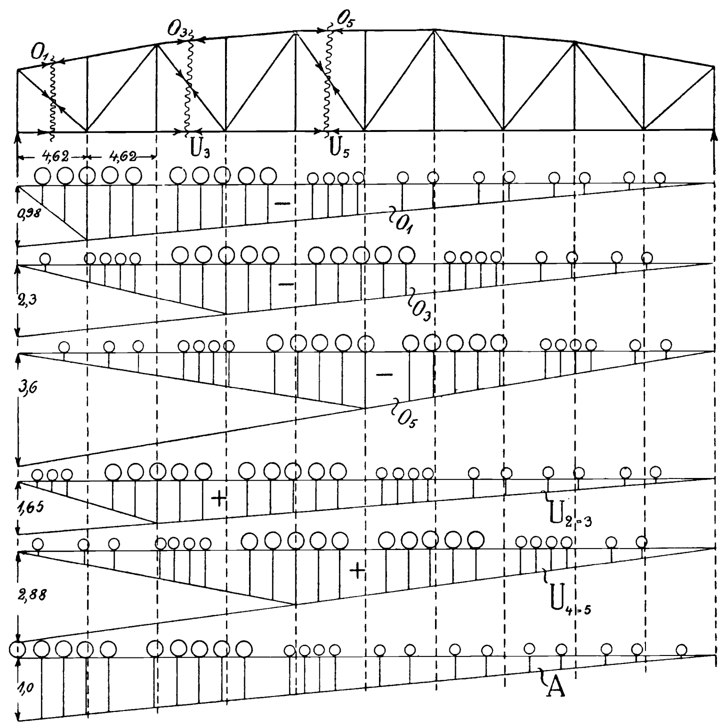

Fig. 82

Für O_3 ist z. B. auf der Senkrechten durch A von einer Horizontalen ab der Wert 2,3 abzutragen und der Endpunkt dieses Lotes mit dem rechten Ende der Horizontalen zu verbinden. Auf diese Schräge ist der Knoten 3 hinunterzuloten und der jetzt gefundene Schnittpunkt mit dem linken Ende der Horizontalen zu verbinden. Die eingeschlossene Dreiecksfläche ist die O_3-Fläche, und zwar ist sie negativ.

$$U_1 = 0$$

$$U_2 = +\frac{M_2}{h_2} = \frac{2 \cdot 4{,}62}{5{,}6} = +1{,}65 = U_3$$

$$U_4 = +\frac{M_4}{h_4} = \frac{4 \cdot 4{,}62}{6{,}4} = +2{,}88 = U_5.$$

Für die Ermittlung der Diagonalen sind die Gurtstäbe des jeweiligen Feldes außerhalb der Stützweite zum Schnitt gebracht. Die Momentengleichungen sind in bezug auf diese Schnittpunkte als Drehpunkte aufgestellt. Zu diesem Zwecke sind die Lote von diesen Schnittpunkten außerhalb der Stützweite auf die Diagonalrichtungen und auf die Richtungen der Auflagersenkrechten in einer besonders sorgfältigen Bleiskizze genau ermittelt. Zur Kontrolle können diese Werte auch rechnerisch bestimmt werden. Jede D Linie besteht aus 2 Zweigen, dem A- und dem B-Zweig. Da sich die beiden Zweige oder begrenzenden Schrägen hier stets außerhalb des Blattes schneiden, so ist auch, wo erforderlich, die den B-Zweig bestimmende Senkrechte ermittelt.

$$A \cdot 22{,}8 = D_1 \cdot 18{,}0; \qquad D_1 = +\frac{22{,}8}{18{,}0} = +1{,}3$$

$$-B \cdot 69{,}0 = D_1 \cdot 18{,}0; \qquad D_1 = -\frac{69{,}0}{18{,}0} = -3{,}8$$

$$-A \cdot 22{,}8 = D_2 \cdot 21{,}0; \qquad D_2 = -\frac{22{,}8}{21{,}0} = -1{,}1$$

$$B \cdot 69{,}0 = D_2 \cdot 21{,}0; \qquad D_2 = +\frac{69{,}0}{21{,}0} = +3{,}3$$

$$A \cdot 55{,}2 = D_3 \cdot 53{,}2; \qquad D_3 = +\frac{55{,}2}{53{,}2} = +1{,}04$$

$$-B \cdot 101{,}4 = D_3 \cdot 53{,}2; \qquad D_3 = -\frac{101{,}4}{53{,}2} = -1{,}9$$

$$-A \cdot 55{,}2 = D_4 \cdot 56{,}0; \qquad D_4 = -\frac{55{,}2}{56{,}0} = -1{,}0$$

$$B \cdot 101{,}4 = D_4 \cdot 56{,}0; \qquad D_4 = +\frac{101{,}4}{56{,}0} = +1{,}8$$

$$\frac{D_5}{A} = \frac{d}{h}; \qquad D_5 = \frac{d}{h} \cdot A = \frac{7{,}89}{6{,}4} = 1{,}2.$$

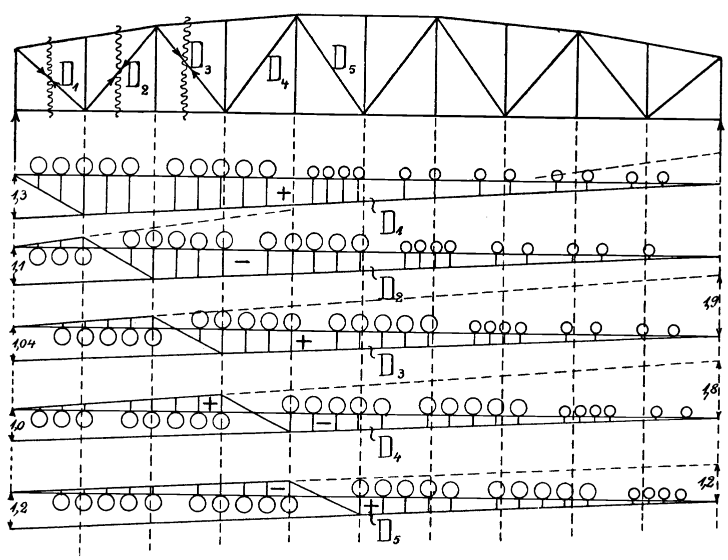

Fig. 83.

In Trägermitte laufen Ober- und Untergurt parallel. Hier verhalten sich also die Spannkräfte in den Diagonalen zu den Querkräften wie die Diagonallängen zur Trägerhöhe. Unter den Gurtlinien ist auch die A-Linie gezeichnet, aus ihr ermittelt sich die Spannkraft in der Endvertikale. Die übrigen Vertikalen sind für das System des Hauptträgers nicht erforderlich, da schon durch die Anordnung der wechselnd fallenden und steigenden Diagonalen ein Dreiecksverband erreicht wird. Sie sind nur für die Aufhängung der Querträger erforderlich und erhalten deshalb im ungünstigsten Falle, dort wo sie unten nicht mit Diagonalen zusammenstoßen, 20,25 t Zug. Von dem sich aus der A-Linie ergebenden Werte für die Endvertikale ist demnach dieser Zug von 20,25 t in Abzug zu bringen.

Die sich aus den Einflußlinien für die Gurt- und Füllungsstäbe ergebenden Zahlenwerte werden nun wie folgt zu den Spannkräften zusammengesetzt.

O_1 und O_2: $\Sigma P \cdot \eta = -7{,}15 \cdot 6 - 4{,}6 \cdot 4 = -61{,}3$ t (infolge Verkehrslast)
$\Sigma P \cdot \eta = -4{,}6 \cdot 5{,}7 = -26{,}22$ t (infolge Eigenlast)
$\Sigma = -87{,}5$ t

O_3 und O_4:
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= -12{,}0 \cdot 6 = -72{,}0 \\ ,, &= -7{,}8 \cdot 4 = -31{,}2 \\ ,, &= -8{,}0 \cdot 5{,}7 = -45{,}6 \\ \Sigma &= -148{,}8 \text{ t} \end{aligned}$$

O_5:
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= -14{,}5 \cdot 6 = -87{,}0 \\ ,, &= -9{,}7 \cdot 4 = -38{,}8 \\ ,, &= -9{,}2 \cdot 5{,}7 = -52{,}44 \\ \Sigma &= -178{,}2 \text{ t} \end{aligned}$$

U_2 und U_3:
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= +10{,}8 \cdot 6 = 64{,}8 \text{ t} \\ ,, &= +6{,}0 \cdot 4 = 24{,}0 \\ ,, &= +6{,}6 \cdot 5{,}7 = 37{,}62 \\ \Sigma &= +126{,}4 \text{ t} \end{aligned}$$

U_4 und U_5:
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= +14{,}0 \cdot 6{,}0 = +84{,}0 \\ ,, &= +9{,}2 \cdot 4{,}0 = +36{,}8 \\ ,, &= +8{,}8 \cdot 5{,}7 = +50{,}16 \\ \Sigma &= +171{,}0 \text{ t} \end{aligned}$$

A:
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= 8{,}5 \cdot 6{,}0 = 51{,}0 \\ ,, &= 5{,}1 \cdot 4{,}0 = 20{,}4 \\ & \frac{113{,}85}{4} = 28{,}46 \end{aligned}$$

(siehe Eigengewicht)

$$\Sigma = 99{,}86 \text{ t}$$

$$V_0 = -99{,}86 + 20{,}25 = -79{,}61 \text{ t}$$

D_1:
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= +9{,}6 \cdot 6{,}0 = 57{,}6 \\ ,, &= +5{,}8 \cdot 4{,}0 = 23{,}2 \\ ,, &= +6{,}1 \cdot 5{,}7 = 34{,}8 \\ \Sigma &= +115{,}6 \text{ t} \end{aligned}$$

D_2:
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= -7{,}3 \cdot 6{,}0 = -43{,}8 \\ ,, &= -3{,}4 \cdot 4{,}0 = -13{,}6 \\ ,, &= -3{,}6 \cdot 5{,}7 = -20{,}5 \\ \Sigma &= -77{,}9 \text{ t} \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= +0{,}6 \cdot 6{,}0 = +3{,}6 \text{ t} \\ ,, &= -3{,}6 \cdot 5{,}7 = -20{,}5 \\ \Sigma &= -16{,}9 \text{ t} \end{aligned}$$

D_3:
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= +5{,}9 \cdot 6{,}0 = +35{,}4 \\ ,, &= +2{,}1 \cdot 4{,}0 = +8{,}4 \\ ,, &= +2{,}6 \cdot 5{,}7 = +14{,}8 \\ \Sigma &= +58{,}6 \text{ t} \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= -1{,}2 \cdot 6{,}0 = -7{,}2 \\ ,, &= +2{,}6 \cdot 5{,}7 = +14{,}8 \\ \Sigma &= +7{,}6 \text{ t} \end{aligned}$$

D_4:
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= -4{,}6 \cdot 6{,}0 = -27{,}6 \text{ t} \\ ,, &= -0{,}9 \cdot 4{,}0 = -3{,}6 \\ ,, &= -1{,}1 \cdot 5{,}7 = -6{,}3 \\ \Sigma &= -37{,}5 \text{ t} \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= +2{,}5 \cdot 6{,}0 = +15{,}0 \\ ,, &= -1{,}1 \cdot 5{,}7 = -6{,}3 \\ \Sigma &= +8{,}7 \text{ t} \end{aligned}$$

D_5:
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= +4{,}0 \cdot 6{,}0 = 24{,}0 \text{ t} \\ ,, &= +0{,}4 \cdot 4{,}0 = 1{,}6 \\ ,, &= +0{,}45 \cdot 5{,}7 = 2{,}6 \\ \Sigma &= +28{,}2 \text{ t} \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot \eta &= -3{,}1 \cdot 6{,}0 = -18{,}6 \\ ,, &= +0{,}45 \cdot 5{,}7 = +2{,}6 \\ \Sigma &= -16{,}0 \text{ t.} \end{aligned}$$

Die ermittelten Spannkräfte in den Gurt- und Füllungsstäben, die gewählten Querschnitte und Beanspruchungen sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt worden.

Die gewählten Profile sind den Entwurfszeichnungen auf den Tafeln 7 und 8 zu entnehmen. Gezeichnet sind der Längsschnitt durch die halbe Brücke mit der Ansicht des Hauptträgers und ein Querschnitt.

Zusammenstellung der Stabkräfte, Querschnitte und Beanspruchungen.

Stab	Stabkraft t	Querschnitt cm²	Beanspruchuug kg/cm²	Knicksicherheit
O_1	— 88	2 · 58,8 = 117,6	750	$n = \frac{2{,}122 \cdot 2 \cdot 8026}{88 \cdot 4{,}689^2} = 18$ fach
O_2	— 88	117,6	750	do.
O_3	— 149	117,6 + 53,0 · 1,0 = 170,6	871	$n = \frac{2{,}122 \cdot 2 \cdot 8026}{149 \cdot 4{,}689^2} = 11$ fach
O_4	— 149	170,6	871	Die Laschen sind für das Trägheitsmoment nicht erforderlich.
O_5	— 178	170,6 + 53,0 · 1,0 = 223,6	800	
U_1	0	117,6 — 6 · 1,0 · 2,3 = 103,8	—	
U_2	+ 126	103,8 + 2 · 30 — 6 · 2,3 · 1,0 = 150,0	850	
U_3	+ 126	150,0	850	
U_4	+ 171	150,0 + 2 · 30 — 6 · 2,3 · 1,0 = 196,2	873	
U_5	+ 171	196,2	873	
D_1	+ 116	152,1 — 4 · 2,0 · 2,3 = 133,7	866	
D_2	— 78	152,1 + 2 · 30,0 · 0,8 = 200,1	390	$n = \frac{2{,}122 \cdot 11094}{78 \cdot 7{,}26^2} = 5{,}17$ fach
D_3	+ 59	131,8 — 4 · 1,8 · 2,3 = 115,2	512	
D_4	— 38 + 9	131,8 + 2 · 28,0 · 0,8 = 176,6	215	$n = \frac{2{,}122 \cdot 8598}{38 \cdot 7{,}89^2} = 7{,}7$ fach
D_5	+ 28 — 16	115,2	244	$n = \frac{2{,}122 \cdot 5671}{16 \cdot 7{,}89^2} = 12$ fach
V_0	— 80	152,1	526	$n = \frac{2{,}122 \cdot 7494}{80 \cdot 4{,}0^2} = 13$ fach

Die Anschlüsse der Stäbe und ihre Nietbeanspruchungen sind gemäß den aus der Zeichnung ersichtlichen Anschlußnieten in folgender Tabelle zusammengestellt.

Stab	Stabkraft t	Nietzahl	Nietquerschnitt	Nietbeanspruchung kg/cm²
O_1	88	2 · 13 = 26 à 23 ⌀	26 · 4,15 = 107,9	815
O_2	88	2 · 12 = 24	2 · 24 · 4,15 = 199,2	442
O_3	149	2 · 12 = 24	2 · 24 · 4,15 = 199,2	750
O_4	149	2 · 15 = 30	2 · 30 · 4,15 = 249,0	600
O_5	178	2 · 1 = 30	2 · 30 · 4,15 = 249,0	715
U_1	0	—	—	—

Stab	Stabkraft t	Nietzahl	Nietquerschnitt	Nietbeanspruchung kg/cm²
U_2	126	$2 \cdot 12 = 24$	$2 \cdot 24 \cdot 4{,}15 = 199{,}2$	633
U_3	126	$2 \cdot 12 = 24$	$2 \cdot 24 \cdot 4{,}15 = 199{,}2$	633
U_4	171	$2 \cdot 15 = 30$	$2 \cdot 30 \cdot 4{,}15 = 249{,}0$	687
U_5	171	$2 \cdot 15 = 30$	$2 \cdot 30 \cdot 4{,}15 = 249{,}0$	687
D_1	116	$2 . 16 = 32$ à 26 ⌀	$32 \cdot 5{,}31 = 170{,}0$	682
D_2	78	$2 \cdot 14 = 28$	$28 \cdot 4{,}15 = 116{,}2$	672
D_3	59	$2 \cdot 8 = 16$ à 26 ⌀	$16 \cdot 5{,}31 = 85{,}0$	695
D_4	38	$2 \cdot 6 = 12$ à 23 ⌀	$12 \cdot 4{,}15 = 49{,}8$	760
D_5	28	$2 \cdot 6 = 12$	$12 \cdot 4{,}15 = 49{,}8$	560
V_0	80	$2 \cdot 12 = 24$	$24 \cdot 4{,}15 = 99{,}6$	803

Die Niete in den Diagonalen D_1 und D_3 haben 26 mm, alle übrigen Niete 23 mm Durchmesser.

Niete an den Knotenpunkten der Gurtungen und an den Stößen.

In vorstehender Tabelle ist von den Anschlußnieten die Rede. Ohne weiteres ersichtlich ist die Zahl der tragenden Niete in den Füllungsstäben. Gleich vorweg soll bemerkt werden, daß im allgemeinen mit dem Nietdurchmesser nicht sprungweise gewechselt wird. Wenn hier die Diagonalen D_1 und D_3 abweichend von den übrigen mit 26 mm Nieten angeschlossen wurden, so lag der Grund in der Größenbegrenzung der Knotenbleche.

Der Begriff der Anschlußniete ist bei den Gurtstäben für den Anfänger nicht immer genau begrenzt. Hier gilt, daß an den Stößen die ganze Kraft jedes gestoßenen Stabes anzuschließen ist und an den sonstigen Knotenpunkten die Differenz der Gurtspannkräfte von den Nieten aufgenommen werden muß.

Knoten O im Obergurt. Diejenigen Niete, welche gleichzeitig im Gurte und in V_0 sitzen, werden für den Anschluß der Endvertikale gerechnet, so daß für den Anschluß von O_1 nur $2 \cdot 13 = 26$ Niete übrig bleiben.

Knoten 1 im Obergurt. Die Differenz der Gurtspannkräfte beträgt O. Die vorhandenen $2 \cdot 6 = 12$ Niete sind in der Hauptsache für den Anschluß von V_1 erforderlich und hinreichend.

Knoten 2 im Obergurt. Hier sind O_2 und O_3 gestoßen.

Außer den Nieten, die gleichzeitig im Gurt und in V_2 sitzen, sind für O_2 links $2 \cdot 12 = 24$ Anschlußniete vorhanden. Da der Stoß innen durch die Knotenbleche und außen durch Laschen $250 \cdot 10$ gedeckt ist, so sind die Niete zweischnittig. Ihre Beanspruchung beträgt:

$$\sigma_s = \frac{88\,000}{2 \cdot 24 \cdot 4{,}15} = 422 \text{ kg/cm}^2 \qquad \text{(Abscheren)}$$

$$\sigma_l = \frac{88\,000}{24 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}0} = 1590 \quad \text{„} \qquad \text{(Lochleibung).}$$

Für Stab O_3 rechts gelten in der Tabelle die Niete im Stege der [-Eisen als Anschlußniete des ganzen Querschnitts. In Wirklichkeit ist die Platte $530 \cdot 10$ schon vorher durch $2 \cdot 7$ einschnittige Niete für sich angeschlossen, so daß sich, getrennt gerechnet, folgende Nietbeanspruchungen ergeben. Niete in der Platte

$$\sigma_s = \frac{53{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 871}{14 \cdot 4{,}15} = 800 \text{ kg/cm}^2.$$

Niete in den [-Eisen:

$$\sigma_s = \frac{2 \cdot 58{,}8 \cdot 871}{2 \cdot 24 \cdot 4{,}15} = 510 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{2 \cdot 58{,}8 \cdot 871}{24 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}0} = 1850 \text{ kg/cm}^2$$

(siehe Knoten 4).

Knoten 3. Die Differenz der Gurtspannkräfte ist 0. Die Ausbildung eines eigentlichen Knotenpunktes ist nicht erforderlich.

Knoten 4. Der hier befindliche Stoß der [-Eisen wird durch die Knotenbleche und die Außenlaschen 250/10 gedeckt. Die schon vorhandene Platte 530/10 wird durch eine Platte von gleichem Querschnitte an der Stoßlücke gedeckt und die neu hinzukommende Gurtplatte schon vor dem theoretischen Knotenpunkte angeschlossen.

Niete in der Platte:

$$\sigma_s = \frac{53{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 800}{12 \cdot 4{,}15} = 850 \text{ kg/cm}^2.$$

Niete in den [-Eisen:

$$\sigma_s = \frac{2 \cdot 58{,}8 \cdot 800}{2 \cdot 30 \cdot 4{,}15} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{2 \cdot 58{,}8 \cdot 800}{30 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}0} = 1340 \text{ kg/cm}^2.$$

Auch hier ergibt sich für den Lochleibungsdruck ein ziemlich hoher Wert, der sich noch erhöht, wenn mit der Beanspruchung 871 im Stabe O_4 gerechnet wird. In diesem Falle sind auch die in der Vertikalen sitzenden $2 \cdot 3 = 6$ zweischnittigen Niete zu den Anschlußnieten der [-Eisen zu rechnen, da die Vertikale schon durch die Niete im Knotenbleche angeschlossen ist. Dasselbe gilt auch für Knoten 2.

Knoten 5. Siehe Knoten 1 und 3.

Knoten 0 im Untergurt. Hier ist nur eine kräftige Ausbildung des Knotenpunktes erforderlich.

Knoten 1. Anzuschließen sind, bei Berücksichtigung des halben Querschnittes, $\frac{12}{2} = 63$ t.

$$\sigma_s = \frac{63\,000}{2 \cdot 12 \cdot 4{,}15} = 633 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{63\,000}{12 \cdot 2{,}3 \cdot 2{,}0} = 1150 \text{ kg/cm}^2.$$

Knoten 2. Die Ausbildung eines regelrechten Knotenpunktes ist nicht erforderlich. Mit Rücksicht darauf, daß der Anschluß des Querträgers eine möglichst große Steifigkeit verlangt, sind Knotenbleche angeordnet.

Knoten 3. Nach links ziehen 126 t, nach rechts 171 t. Betrachtet man nur den Anschluß des halben Querschnittes, so ist die Beanspruchung der Niete rechts vom Stoß:

$$\sigma_s = \frac{85500}{2 \cdot 12 \cdot 4{,}15} = 850 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \frac{85\,500}{12 \cdot 2{,}3 \cdot 2{,}5} = 1240 \text{ kg/cm}^2.$$

Knoten 4. Siehe Knoten 2.

Knoten 5. Auch hier sind 171 t aufzunehmen. Der Nachweis der Beanspruchung ist schon bei Knoten 3 erbracht.

Bemerkung zur Querschnittsbildung. Es ist noch nachzuweisen, daß die Anzahl der Querlaschen in den beiden ersten Gurtstäben ausreicht, d. h. daß das [-Eisen auch in bezug auf die kleine Achse bei der Entfernung $\frac{4{,}689}{3} = 1{,}563$ m knicksicher ist.

$$n = \frac{2{,}122 \cdot 495}{44 \cdot 1{,}563^2} = 10 \text{ fach}.$$

Die Außenlaschen der Diagonalen D_2 und D_4 sind nur wegen des Trägheitsmomentes erforderlich, da der Querschnitt des Differdinger Eisens schon allein ausreichen, der Stab jedoch nicht knicksicher sein würde. Die Laschen sind demnach nur bis zu den Knotenblechen zu führen, ein Anschluß an die letzteren ist jedoch nicht erforderlich.

Windverband. Zur Aufnahme der Windkräfte sind 2 Verbände angeordnet. Der Horizontalverband im Untergurt des Hauptträgers hat den Winddruck auf den halben direkt getroffenen Hauptträger, auf einen Teil des der Windseite abgewandten Hauptträgers, des Hauptträgers auf der Leeseite, auf die Fahrbahn und auf das Verkehrsband aufzunehmen. Die Hauptträgerfläche setzt sich wie folgt zusammen:

Obergurt: $0{,}32 \cdot 47{,}0$	$= 15{,}04$ qm	
Untergurt: $0{,}30 \cdot 46{,}8$.	$= 14{,}04$,,	
Vertikalen: $0{,}28 \cdot \left(\frac{6{,}4 + 4{,}0}{2}\right) \cdot 11$	$= 16{,}02$,,	
Diagonalen: $0{,}28 \cdot 7{,}0 \cdot 10$	$= 20{,}00$,,	
Σ	$= 65{,}10$ qm	
Für Knotenbleche und den Hauptträger auf der Leeseite	$= 16{,}30$,,	$= 25\,\%$
Hauptträgerfläche $= \Sigma$	$= 81{,}4$ qm	

Fahrbahnfläche $= (0{,}425 + 0{,}22 + 0{,}15) \cdot 46{,}8 = 37{,}4$ qm
Verkehrsband $= 3{,}0 \cdot 46{,}8 = 140{,}4$ qm.

Knotenlast infolge Wind:

$$\frac{1}{10} \cdot \left(\frac{81{,}4}{2} + 37{,}4 + 140{,}4\right) \cdot 150 = \frac{32\,775}{10}\ \text{kg} = 3{,}3\ \text{t}.$$

Mit diesen sogenannten festen Knotenlasten ergeben sich folgende Querkräfte:

$Q_1 = 4{,}5 \cdot 3{,}3 = 14{,}85$ t
$Q_2 = 3{,}5 \cdot 3{,}3 = 11{,}55$ t
$Q_3 = 2{,}5 \cdot 3{,}3 = 8{,}25$ t
$Q_4 = 1{,}5 \cdot 3{,}3 = 4{,}95$ t
$Q_5 = 0{,}5 \cdot 3{,}3 = 1{,}65$ t

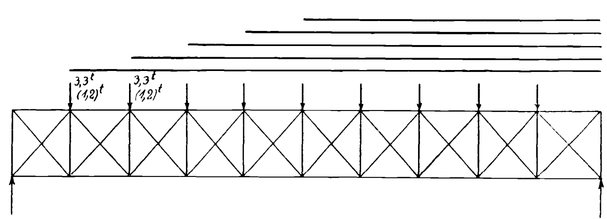

Fig. 84.

Die Spannkräfte in den Diagonalen verhalten sich zu den Querkräften wie die Diagonallängen zu den Vertikallängen.

$$d = \sqrt{4{,}5^2 + 4{,}62^2} = 6{,}45\ \text{m}; \qquad h = 4{,}50\ \text{m} = \text{Brückenbreite}.$$

Es ist also

$$D = \frac{d}{h} \cdot Q = \frac{6{,}45}{4.5} \cdot Q.$$

Vorher ist jedoch zu untersuchen, ob der Einfluß der Windlasten, getrennt gerechnet, größere Werte für Q ergibt, d. h. der Lastenzug ist von rechts nach links von Feld zu Feld vorzuschieben oder von links nach rechts von Feld zu Feld zurückzuziehen.

Der Winddruck auf die Hauptträger und die Fahrbahn ergibt pro Feld oder Knoten eine feste Windlast von

$$w_t = \frac{1}{10} \cdot \left(\frac{81{,}4}{2} + 37{,}4\right) \cdot 150 = 1172\ \text{kg} = 1{,}2\ \text{t}.$$

Auf einen Teil des Verkehrsbandes von der Feldlänge 4,62 m beträgt der Winddruck

$$w_e = 3{,}0 \cdot 4{,}62 \cdot 150 = 2079 \text{ kg} = 2{,}1 \text{ t}.$$

Diese beiden Knotenlasten infolge Winddrucks ergeben folgende zwei Gruppen von Querkräften:

I	II
$Q_1 = 4{,}5 \cdot 1{,}2 = 5{,}4$ t	$Q_1 = 9 \cdot 2{,}1 \cdot \frac{4{,}5}{10} = 8{,}5$ t.
$Q_2 = 3{,}5 \cdot 1{,}2 = 4{,}2$ t	$Q_2 = 8 \cdot 2{,}1 \cdot \frac{4{,}0}{10} = 6{,}7$ t.
$Q_3 = 2{,}5 \cdot 1{,}2 = 3{,}0$ t	$Q_3 = 7 \cdot 2{,}1 \cdot \frac{3{,}5}{10} = 5{,}2$ t.
$Q_4 = 1{,}5 \cdot 1{,}2 = 1{,}8$ t	$Q_4 = 6 \cdot 2{,}1 \cdot \frac{3{,}0}{10} = 3{,}8$ t.
$Q_5 = 0{,}5 \cdot 1{,}2 = 0{,}6$ t	$Q_5 = 5 \cdot 2{,}1 \cdot \frac{2{,}5}{10} = 2{,}6$ t.

Durch Zusammenzählen erhält man die größten Querkräfte infolge der getrennten Berechnung

$$Q_1 = 5{,}4 + 8{,}5 = 19{,}9 \text{ t}$$
$$Q_2 = 4{,}2 + 6{,}7 = 10{,}9 \text{ t}$$
$$Q_3 = 3{,}0 + 5{,}2 = 8{,}2 \text{ t}$$
$$Q_4 = 1{,}8 + 3{,}8 = 5{,}6 \text{ t}$$
$$Q_5 = 0{,}6 + 2{,}6 = 3{,}2 \text{ t}.$$

Der Vergleich dieser mit den vorhergefundenen zeigt, daß für die Trägermitte die letzteren maßgebend sind.

Die Spannkräfte in den Diagonalen betragen demnach:

$$D_1 = 14{,}85 \cdot \frac{6{,}45}{4{,}5} = 20{,}9 \text{ t} \qquad D_4 = 5{,}6 \cdot \frac{6{,}45}{4{,}5} = 7{,}8 \text{ t}$$

$$D_2 = 11{,}55 \cdot \frac{6{,}45}{4{,}5} = 16{,}2 \text{ t} \qquad D_5 = 3{,}2 \cdot \frac{6{,}45}{4{,}5} = 4{,}5 \text{ t}.$$

$$D_3 = 8{,}25 \cdot \frac{6{,}45}{4{,}5} = 11{,}6 \text{ t}$$

Die Diagonalen sind in jedem Feld doppelt angeordnet und in der Mitte durch ein Knotenblech miteinander verbunden.

Beanspruchungen der Diagonalen.

Stab	Stabkraft	Profil	Beanspruchung Zug	Beanspruchung Druck	Knicksicherheit
D_1	20,9 t	⊥ 14/14	317	263	$n = \frac{2{,}122 \cdot 330}{10{,}45 \cdot \left(\frac{6{,}4}{2}\right)^2} = 6{,}5$ fach
D_2	16,2	„	250	200	n = 8 fach
D_3	11,6	„	180	145	n = 11 „
D_4	7,8	∡ 100 · 100 · 10	230	205	$n = \frac{2{,}122 \cdot 73{,}3}{3{,}9 \cdot 3{,}2^2} = 4$ fach
D_5	4,5	„	132	120	n = 6,8 fach

Oberer Windverband. Im Obergurt erstreckt sich von der Mitte bis zum 2. Knoten ein Verband, der den Winddruck auf den halben Hauptträger aufzunehmen hat. Angenähert ist der Verband ein symmetrischer Parallelträger von 6 Feldern à 4,62 m Weite und 4,5 m Höhe.

Hauptträgerfläche $= 81{,}4$ qm

Knotenlast $= \dfrac{81{,}4 \cdot 250}{2 \cdot 6} = 1700$ kg.

Der Endquerriegel hat aufzunehmen

$$\frac{6}{2} \cdot 1{,}7 = 5{,}1 \text{ t}.$$

4 ∢ 80 · 80 · 8 haben ein Trägheitsmoment von $J = 539$ cm^4 und einen Querschnitt von $f = 4 \cdot 12{,}3 = 49{,}2$ cm^2.

$$\sigma_d = \frac{5100}{49{,}2} = 104 \text{ kg/cm}^2 \qquad n = \frac{2{,}122 \cdot 539}{5{,}1 \cdot 4{,}5^2} = 9 \text{ fach}.$$

Aus Gründen der Quersteifigkeit ist das Profil durchgeführt.

$$D_{max} = 5{,}1 \cdot \frac{6{,}4}{4{,}5} = 7{,}3 \text{ t}.$$

Gewählt sind für alle Diagonalen ∢ 100 · 100 · 10, die paarweis angeordnet und in der Mitte durch Knotenbleche verbunden sind. Da unter gleichen Konstruktionsverhältnissen im unteren Verband ∢ 100 · 100 · 10 für 7,8 t ausreichen, so reichen sie natürlich auch hier aus.

Lager. Für die Durchrechnung der Lager einer größeren Balkenbrücke ist Entwurf 5 maßgebend.

Erläuterung zu den Entwürfen 4 bis 6.

Das Eigengewicht der Fahrbahn kann in jedem Falle genau mit der fortschreitenden Berechnung festgestellt werden. Das Eigengewicht der Hauptträger ist Tabellen zu entnehmen, wie sie entweder Dircksen in seinen Hilfswerten gibt, oder wie sie in der „Hütte" für alle Trägerarten zu finden sind. Für anormale Fälle führen die Einflußlinien zur schnellen Querschnitts- und Gewichtsermittlung am besten zum Ziele.

Bei der Brücke von 24,0 m Stützweite ist in der Berechnung für die Vertikalen ein Querschnitt von 4 Winkeleisen 65 · 100 · 9 gewählt. Der Einfachheit wegen kann natürlich auch Differd. 22 B durchgeführt werden. Die Winkeleisen wiegen 4 · 11,2 = 44,8 kg und der Differd. 22 B wiegt 64,8 kg. Beim Bau mehrerer gleicher Brücken würde das größere Mehrgewicht des Differdinger Trägers für die 4 Winkel sprechen. In der Konstruktion ist teils der eine, teils der andere Querschnitt gezeichnet, um die Verwendungsmöglichkeit beider darzustellen. Die beiden [-Eisen im Obergurt sind als Druckstäbe mit einer durchgehenden Lasche verbunden. Nach den neueren Bestimmungen genügt eine Laschenverbindung nicht mehr.

Die Brücke von 39,60 m Stützweite ist ein Beispiel für die rein rechnerische Art der Querschnittsbestimmung. Die sich in den anderen Beispielen vorfindenden Anschlüsse und Stöße sind hier nicht besonders berechnet. Wesentlich ist die Berücksichtigung der Zusatzlasten durch Wind.

Im letzten Falle handelt es sich um eine für die Ausfuhr nach Brasilien bestimmte Brücke. Maßgebend war die Erzielung von Querschnitten und Anschlüssen mit möglichst geringster Nietarbeit. Deshalb in den Gurten und Füllungen Profileisen und nicht genietete Träger. In den Druckstäben ist hier noch die — natürlich ausreichende — Laschenverbindung statthaft. Die Nietabzüge am Anschlusse der Fahrbahnträger sind nicht berücksichtigt. Auch am Trägerende würde eine den preußischen Vorschriften unterstehende Brücke kräftiger ausgeführt werden.

So ist schon bei Beispiel 4 außer der Reibplatte noch eine besondere Platte angeordnet, die nicht nur den unmittelbar über dem Lager sitzenden Trägerteil mit dem oberen Lagerkörper verbindet, sondern auch den freien Gurt für eine längere Strecke faßt. Im oberen Querverband sind auch statt der Winkel kräftige I-Eisen mit vollen Eckblechen oft ausgeführt.

Additional material from Eisenbahn-Balkenbrücken
ISBN 978-3-642-90390-8, is available at http://extras.springer.com

EXTRA MATERIALS
extras.springer.com