

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

$$f_{1/2} = \frac{1}{4} \cdot \frac{\hat{Q}}{\hat{\epsilon} \cdot \Theta} \cdot \frac{1^4}{16} = \frac{1}{4} \cdot \frac{0,35 \cdot 184^4}{150000 \cdot 372 \cdot 16} = 0,3 \cdot 0,35 = 0,105^{\text{dm}}, \text{ also } 10^{\text{mm}}.$$

Bei Punct 1 wird erhalten

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

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

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

Blatt 36 und 37.

Bahnbrücke über die Pegnitz.

(Linie Nürnberg-Neuhaus.)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Analog der bei directer Belastung geltenden Gleichung $\hat{V} = \hat{A} - \sum_0^x \hat{P}$ wird aber offenbar für indirecte Belastung

$$\hat{V} = \hat{A} - \sum_0^x \hat{K}.$$

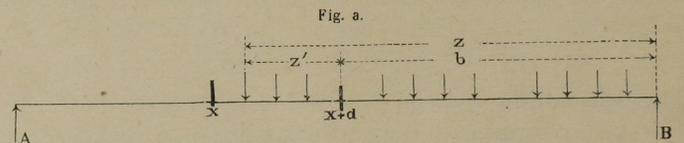
Nach Seite 24 hat sich ergeben, dass bei directer Belastung max. \hat{V} für einen Querschnitt x dann eintritt, wenn keine oder nur eine Last links von x steht. In derselben Weise wird bei indirecter Belastung das max. \hat{V} des Faches in der Regel dann vorhanden sein, wenn nur ein oder kein Knoten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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

Fig. 1.

Paulischer Träger von 640^{dm} (ad Fig. 3.)

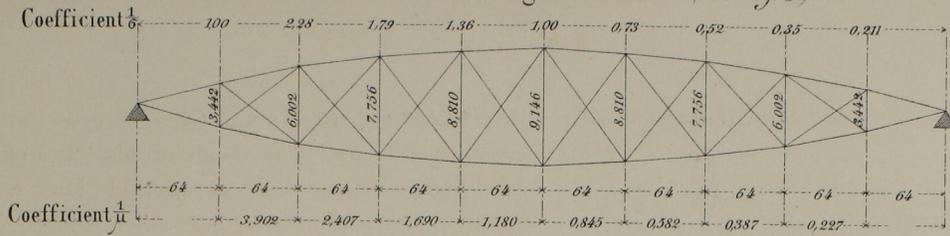
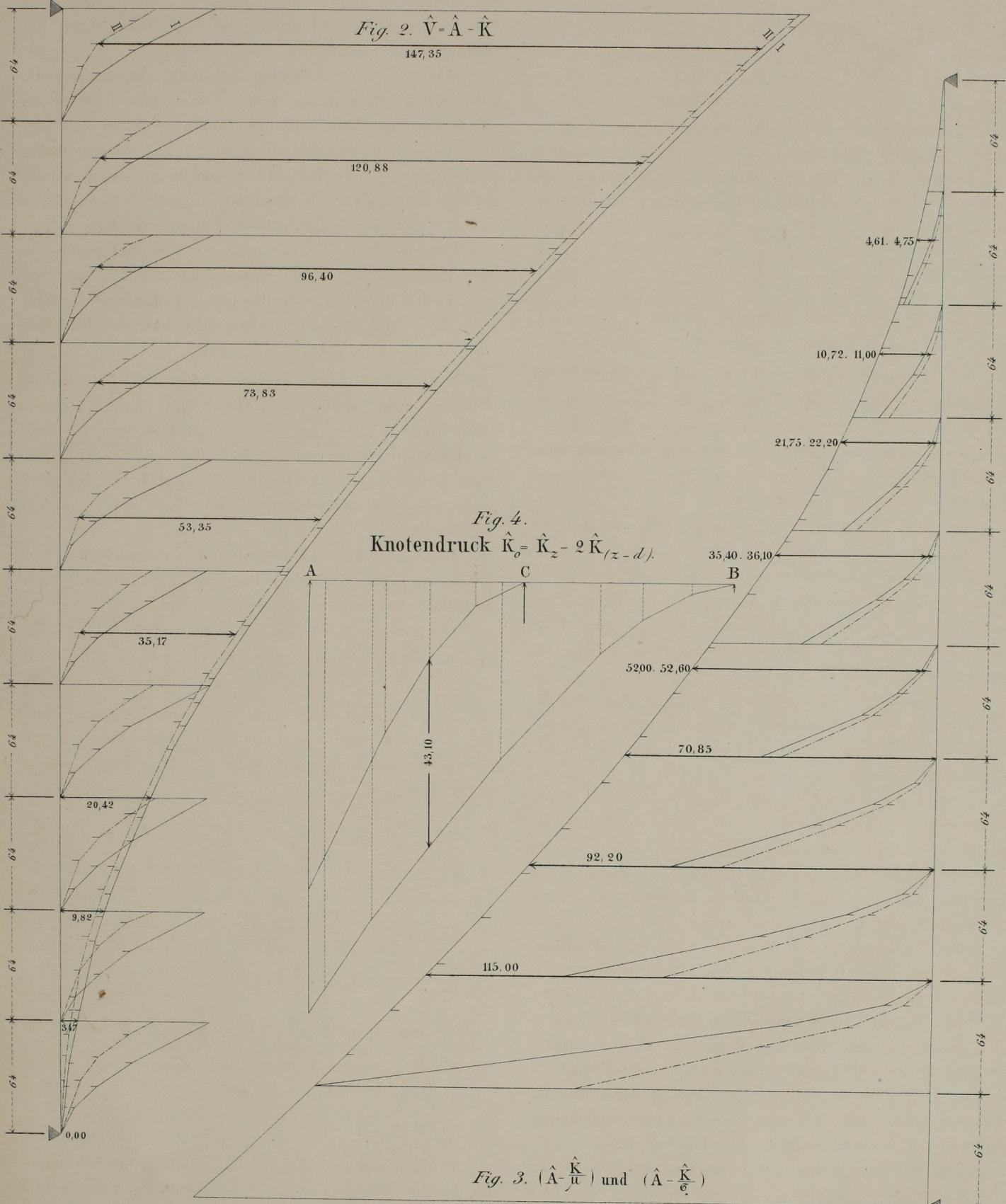


Fig. 2. $\hat{V} = \hat{A} - \hat{K}$



Maafsstäbe:

Zu Fig. 2 u. 3. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Längen: } 1^{dm} = 0,4^{mm} \\ \text{Kräfte: } 1^T = 1^{mm} \end{array} \right.$ Zu Fig. 4. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Längen: } 1^{dm} = 0,75^{mm} \\ \text{Kräfte: } 1^T = 1^{mm} \end{array} \right.$

fängliche Divergenz beider Polygone in Convergenz übergeht. Für max. \hat{V}_z ist die Bedingung

$$\frac{d\hat{V}_z}{dz} = 0 \text{ oder } \frac{\hat{Q}}{\lambda} = \hat{F} \text{ oder } \hat{Q} = \lambda \hat{F} \dots (3)$$

zu erfüllen.

Weil das Polygon \hat{K}_z stärker gebrochen ist, als das Polygon \hat{A}_z , so liegt die fragliche Stelle an einem Eck des Polygons \hat{K}_z , welches dadurch entsteht, dass gerade eine Last ins Fach eintritt, beziehungsweise auf $x + d$ steht.

Max. \hat{V}_z ist daher dann vorhanden, wenn im Knoten $x + d$ jene Last sich befindet, welche durch ihr weiteres Vorrücken die Ungleichung

$$\lambda \hat{F} > \hat{Q} \dots (4)$$

ergibt. Hierbei wäre max. \hat{V}_z bereits überschritten.

Es ist leicht ersichtlich, dass das Polygon \hat{K}_z nur die λ -fache Verzerrung des im ersten Fache nächst dem Auflager B liegenden Theiles des Polygons \hat{A}_z ist und dass \hat{V}_z auch dargestellt werden kann durch

$$\hat{V}_z = \hat{A}_z - \lambda \hat{A}_{(z-b)} \dots (5)$$

Wenn durch das Vorrücken der vordersten Last \hat{P}_1 der Lastenreihe \hat{Q} in ein Fach eines gegebenen Fachwerks von der Fachzahl λ der Werth $\lambda \hat{F} > \hat{Q}$ wird, so kann max. \hat{V}_z nur dann entstehen, wenn der linke Knoten nicht belastet, auf den rechten Knoten aber die vorderste Last \hat{P}_1 gestellt wird und man erhält demnach max. $\hat{V}_z = \hat{A}_z$ d. i. gleich jenem Auflagerdruck, welcher der bezeichneten Laststellung entspricht. Führt z. B. auf ein Fachwerk mit 10 Fachen ($\lambda = 10$) der Zug I (Seite 23) auf und wird bloß die Last $\hat{P}_1 = 13,2^T$ in ein Fach vorgeückt, so wird max. \hat{V}_z nur dann eintreten können, wenn $\hat{Q} \cong \lambda \hat{F} = 132^T$ ist. Aus Tabelle I ist aber zu ersehen, dass hiefür die Stützweite l , welche selbstverständlich grösser als z zu sein hat, grösser als 234^{dm} sein müsste.

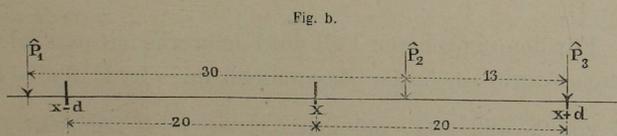
Sollten die Lasten \hat{P}_1 und \hat{P}_2 in ein Fach einrücken, so müsste $\hat{Q} \cong 264^T$ und $l > 608^{dm}$ sein.

Bei diesen Stützweiten würden aber die genannten Lasten bloß in das nächst A liegende Fach eintreten können. —

Wenn in einem Fachwerk $d < 30^{dm}$ ist und Zug II aufgeföhren wird, bei welchem $c_1 = 30^{dm}$, so kommt, sobald \hat{P}_2 auf den Knoten $x + d$ gestellt wird, \hat{P}_1 in das Fach $x - d$ bis x und das Fach x bis $x + d$ ist ganz leer. In diesem Falle ergibt sich nach Seite 24 in bekannter Weise

$$\hat{V} = \hat{A} - \hat{P}_1.$$

Ist $d = 20^{dm}$, Zug II aufgeföhren und \hat{P}_3 in $x + d$,



so steht \hat{P}_2 um 13^{dm} links im Fach x bis $x + d$ und \hat{P}_1 zwischen $x - 2d$ und $x - d$ (Fig. b). \hat{P}_1 gibt zwei

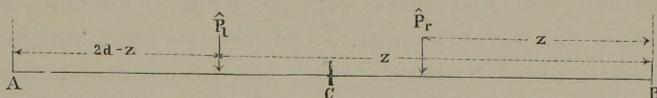
Knotendrucke in $x - 2d$ und $x - d$, welche zusammen gleich \hat{P}_1 sind; ausserdem gibt \hat{P}_2 einen linken Knotendruck gleich $\frac{13}{20} \hat{P}_2$. Die Summe der linken Knotendrucke ist also $\hat{P}_1 + \frac{13}{20} \hat{P}_2$ und somit die Vertikalkraft im Fache x bis $x + d$, welche mit \hat{V}_x bezeichnet sein soll:

$$\hat{V}_x = \hat{A} - (\hat{P}_1 + \frac{13}{20} \hat{P}_2).$$

Die abzuziehenden Lasten sind bei gegebener Fachweite jedesmal leicht zu ermitteln. —

Durch ähnliche Betrachtungen wie diese und deshalb anschliessend an dieselben ist die Belastung \hat{K}_0 eines Knotens C, welcher zwischen dem rechten Fach BC und dem linken Fach AC liegt, sowie die Laststellung, welche max. \hat{K}_0 gibt, aufzufinden (Fig. c).

Fig. c.



Jede Last, deren Abstand von B mit z bezeichnet sein soll, gibt in C einen Knotendruck: wenn sie im rechten Fach steht $\hat{K}_r = \hat{P}_r \frac{z}{d}$, und wenn sie im linken Fach steht $\hat{K}_l = \hat{P}_l \frac{2d-z}{d} = \hat{P}_l \frac{z}{d} - 2 \hat{P}_l \frac{z-d}{d}$.

Die Summe aller dieser Drucke ist

$$\hat{K}_0 = \sum_0^d \hat{P}_r \frac{z}{d} + \sum_d^{2d} \hat{P}_l \frac{z}{d} - 2 \sum_d^{2d} \hat{P}_l \frac{z-d}{d}, \text{ oder}$$

$$\hat{K}_0 = \sum_0^d \hat{P} \frac{z}{d} - 2 \sum_d^{2d} \hat{P}_l \frac{z-d}{d} \dots (6)$$

Diese beiden Ausdrücke sind wieder in bekannter Weise durch Polygone darzustellen. Der Ausdruck $\sum_0^d \hat{P} \frac{z}{d} = \hat{K}_z$ erstreckt sich auf alle Lasten in beiden Fachen. Das Polygon ist mit der Poldistanz d construirt und beginnt in B. Der zweite Ausdruck ist in ähnlicher Weise durch $2 \hat{K}_{(z-d)}$ zu bezeichnen; er ist die Verdoppelung des vorigen, erstreckt sich aber bloß auf die Lasten von C bis A und das ihm entsprechende Polygon beginnt in C.

$$\text{Es ist also } \hat{K}_0 = \hat{K}_z - 2 \hat{K}_{(z-d)} \dots (7)$$

Wenn man sich die ganze Last beider Fache (\hat{Q}) vorstellt als die Summe der beiden Fachlasten \hat{F}_l und \hat{F}_r und berücksichtigt, dass für max. \hat{K}_0 die Gleichung

$$\frac{d\hat{K}_0}{dz} = 0 \text{ oder } \frac{d\hat{K}_z}{dz} = 2 \frac{d\hat{K}_{(z-d)}}{dz} \dots (8)$$

erfüllt sein muss, und dass $\frac{d\hat{K}_z}{dz} = \frac{\hat{Q}}{d}$ und $\frac{d\hat{K}_{(z-d)}}{dz} = \frac{\hat{F}_l}{d}$ ist, so wird max. \hat{K}_0 dann erhalten, wenn

$$\hat{Q} = \hat{F}_r + \hat{F}_l = 2 \hat{F}_l, \text{ oder wenn } \hat{F}_r = \hat{F}_l \dots (9)$$

Es muss also für max. \hat{K}_0 sowohl \hat{F}_r als \hat{F}_l kleiner und so nahe als möglich $= \hat{Q} = \hat{F}_r + \hat{F}_l$ sein, d. h. es ist diejenige Last, welche zur Halbierung der ganzen Last \hat{Q} in zwei Theile getheilt werden müsste, auf den Knoten C zu stellen, damit derselbe am stärksten belastet wird (Blatt G, Fig. 4). —

Ueber die Bestimmung der Spannungen in den einzelnen Theilen eines Fachwerks und besonders in den Gurtungen und Diagonalen desselben mögen folgende Erläuterungen Platz greifen.

Der Zweck der Berechnung des Tragbalkens ist immer die Aufsuchung der in einem Verticalschnitt x vorhandenen, von der Belastung veranlassten inneren Kräfte. Man hat hiezu die drei bekannten Gleichgewichtsgleichungen (S. 14), welche in jedem einzelnen Fall 3 Unbekannte zu finden gestatten.

Da die in einem einzelnen Fachwerksgliede (Stab) bei einem bestimmten Belastungsfall aufgenommene Spannung auf seine ganze Länge unveränderlich ist, weil der Stab mit seiner Axe in den Knotenpunkten befestigt wird und nur dort und sonst nirgends Kräfte aufnimmt, so können die eben erwähnten 3 Unbekannten eines Verticalschnittes nur 3 Stabkräfte sein. Ein solcher Schnitt darf deshalb auch bloß 3 Stäbe treffen, wenn die Aufgabe nicht unbestimmt werden soll, oder es müssen, wenn mehrere Stäbe (Gegendiagonalen) vorhanden sind, die überzähligen durch seitliche Ausbiegung ausser Wirksamkeit treten. —

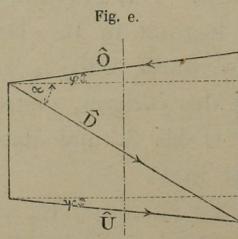
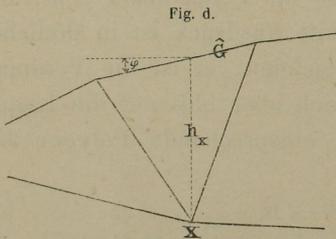
Man legt die senkrechten Schnitte zunächst durch die Knotenpunkte, nimmt den Momenten-Drehpunkt jedesmal in dem getroffenen Knotenpunkt, so dass die Momente aller dort einmündenden Stabkräfte gleich Null werden, und erhält die Gleichung

$$\mathfrak{M}_x = h_x \cdot \hat{G}_x \cos \varphi_x = h_x \cdot \hat{H}_x, \dots (10)$$

aus welcher, weil φ_x und die locale Fachwerkshöhe h_x gegeben sind, die einzige Unbekannte

$$\hat{H}_x = \frac{\mathfrak{M}_x}{h_x} \dots (11)$$

gefunden wird.



Die Horizontalkraft \hat{H}_x oder die horizontale Komponente der Gurtungskraft \hat{G}_x wird also erhalten, wenn das \mathfrak{M} des gegenüberliegenden Knotens durch die locale Fachwerkshöhe dividirt wird.

Bei bewegten Lasten hat man begreiflicherwise das Maximum von \mathfrak{M}_x einzusetzen; zur Bestimmung der Gurtungskräfte genügt aber immer die Momentengleichung. —

Zur Berechnung der Diagonalkräfte wird die Gleichung der Verticalkräfte benützt. Es ist nach Fig. e

$$\hat{V}_x = \hat{D} \cdot \sin \alpha + \hat{O} \cdot \sin \varphi + \hat{U} \cdot \sin \psi. \dots (12)$$

Um hieraus bei einem bestimmten \hat{V}_x die Diagonalkraft \hat{D} finden zu können, müssen vorerst die Gurtungskräfte \hat{O} und \hat{U} berechnet sein.

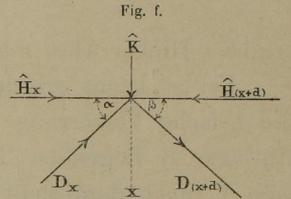
Bei ruhenden Lasten kommt man hiedurch sofort zum Ziele. Bei bewegten Lasten ist es aber unzulässig, die Werthe $\max. \hat{O}$ und $\max. \hat{U}$, welche aus $\max. \mathfrak{M}$ gefunden werden, in eine Gleichung mit $\max. \hat{V}$ einzusetzen, weil beide Maxima verschiedenen Laststellungen entsprechen.

Nur in dem einzigen Fall eines Fachwerks mit parallelen Gurten, wo φ und $\psi = 0$ sind, ergibt sich ohne Weiterung für ruhende Last:

$$\hat{D} = \frac{\hat{V}}{\sin \alpha}, \dots (13)$$

und für bewegte Last $\max. \hat{D} = \frac{\max. \hat{V}}{\sin \alpha}$.

Für das Fachwerk mit parallelen Gurten erhält man unter dem Gesichtspunkte, dass alle Kräfte an einem Knoten (Fig. f) im Gleichgewicht sein müssen, die Gleichung:



$\hat{D}_x \cos \alpha + \hat{D}_{(x+d)} \cos \beta = \hat{H}_{(x+d)} - \hat{H}_x = \delta \hat{H} \dots (14)$

und, wenn die eine Diagonale senkrecht steht,

$$\hat{D} \cdot \cos \alpha = \delta \hat{H}, \dots (15)$$

d. h. in jedem Knoten ist die Summe der horizontalen Componenten der Diagonalkräfte der Aenderung ($\delta \hat{H}$) der Horizontalkräfte gleich.

Da $\delta \hat{H} = \frac{\mathfrak{M}_{(x+d)}}{h} - \frac{\mathfrak{M}_x}{h} = \frac{\delta \mathfrak{M}}{h} = \frac{\hat{V} \cdot d}{h} = \frac{\hat{V}}{\tan \alpha}$, so geht begreiflicherwise diese Gleichung in Gleichung (13) über. Es ist $\delta \hat{H}$ die horizontale und \hat{V} die verticale Componente der Diagonalkraft \hat{D} . —

Wie sofort zu ersehen, gelten die Gleichungen (14) und (15) auch für polygonale Fachwerke. Der ganze Unterschied besteht darin, dass hiefür h veränderlich und dadurch $\hat{H}_{(x+d)} = \frac{\mathfrak{M}_{(x+d)}}{h_{(x+d)}}$ wird.

Die ausgeführten polygonalen Fachwerke haben in jedem Fach eine senkrechte Diagonale (Ständer). Für diesen Fall ist:

$$\hat{D} \cos \alpha = \delta \hat{H} = \frac{\mathfrak{M}_{(x+d)}}{h_{(x+d)}} - \frac{\mathfrak{M}_x}{h_x}. \dots (16)$$

Wenn man \mathfrak{M}_x und h_x ohne Index, somit auch $\mathfrak{M}_{(x+d)} = \mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}$ und $h_{(x+d)} = h + \delta h$ ansetzt, so geht Gleichung (16) über in:

$$\delta \hat{H} = \frac{\mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}}{h + \delta h} - \frac{\mathfrak{M}}{h} = \frac{h \cdot \delta \mathfrak{M} - \mathfrak{M} \cdot \delta h}{h(h + \delta h)}. \dots (17)$$

Es ist nunmehr die grösste Anspannung der Diagonalen und hiezu $\max. \delta \hat{H}$ aufzusuchen; mit Hilfe des letzteren Werthes ergibt sich sodann ohne Weiteres auch $\max. \hat{D}$.

Für den einfacheren Fall des Fachwerks mit parallelen Gurten wurde oben der Zusammenhang von \hat{D} und $\delta \hat{H}$ und von \hat{V} und $\delta \hat{H}$, nämlich $\delta \hat{H} = \frac{\hat{V}}{\tan \alpha}$, gezeigt.

Das $\max. \delta \hat{H}$ unterliegt somit ähnlichen Bedingungen wie $\max. \hat{V}$. Das Vorderende der Lastenreihe muss in

der Regel im fraglichen Fach stehen und von sämmtlichen linken Knoten ist nur K_x belastet.

Hiebei ist aber

$$\mathfrak{M}_x = \mathfrak{M} = \hat{A} x, \dots \dots \dots (18^a)$$

$$\mathfrak{M}_{(x+d)} = \mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M} = \hat{A} (x+d) - \hat{K} d \dots (18^b)$$

$$\text{und } \delta \mathfrak{M} = (\hat{A} - \hat{K}) d. \dots \dots \dots (18^c)$$

Durch Einsetzen dieser Werthe in Gleichung (17) erhält man für das polygonale Fachwerk:

$$\delta \hat{H} = \frac{h \cdot d \cdot (\hat{A} - \hat{K}) - \hat{A} x \cdot \delta h}{h (h + \delta h)} \dots \dots (19)$$

$$\delta \hat{H} = \frac{d}{h + \delta h} \left[\hat{A} \left(1 - \frac{x \cdot \delta h}{d \cdot h} \right) - \hat{K} \right] \dots \dots (19^a)$$

Es ist aber $\frac{x}{d}$ die Nummer des Knotens x vom Auflager A aus gezählt. Wir setzen hiefür η und

$$1 - \frac{x}{d} \cdot \frac{\delta h}{h} = 1 - \eta \frac{\delta h}{h} = u, \dots \dots (20)$$

und nennen das durch die Gestalt des Faches gegebene u den Fach-Coefficienten. Somit ist

$$\delta \hat{H} = \frac{d}{h + \delta h} \cdot u \left[\hat{A} - \frac{\hat{K}}{u} \right] \dots \dots (21)$$

Für max. $\delta \hat{H}$ ist die Bedingung zu erfüllen:

$$\frac{d(\delta \hat{H})}{dz} = 0 \text{ oder } \frac{d\hat{A}}{dz} = \frac{1}{u} \frac{d\hat{K}}{dz} \dots \dots (22)$$

Da nach Früherem $\frac{d\hat{A}}{dz} = \frac{\hat{Q}}{l} = \frac{\hat{Q}}{\lambda d}$ und $\frac{d\hat{K}}{dz} = \frac{\hat{F}}{d}$ ist, so geht diese Gleichung über in

$$\hat{Q} = \frac{\lambda}{u} \hat{F}. \dots \dots (23)$$

Ebenso, wie oben bei Gleichung (4) erörtert, muss $\frac{\lambda}{u} \hat{F} \equiv \hat{Q}$ sein, d. h. es muss der Lastenzug soweit vorrücken, dass das $\frac{\lambda}{u}$ -fache der Fachlast kleiner aber möglichst nahe gleich der Gesamtlast \hat{Q} wird und jene Fachlast, welche $\frac{\lambda}{u} \hat{F} > \hat{Q}$ machen würde, ist im Knoten $x + d$, also rechts vom Fache festzustellen, um in demselben max. $\delta \hat{H}$ zu erhalten. —

Die Fachwerke mit parallelen Gurtungen sind in grosser Anzahl mit Ständern (senkrechten Diagonalen) ausgeführt. Bei Berechnung der Ständerkräfte hat man zu bedenken, dass in jedem Knoten die Ständerkraft, der Knotendruck und die verticale Componente der Diagonalkraft im Gleichgewicht stehen müssen. Die Ständerkraft ist deshalb der Verticalcomponente der Diagonalkraft, d. i. dem \hat{V} entgegengesetzt; sie ist eine auf Druckwirkende Kraft und unterscheidet sich von \hat{V} um den Knotendruck.

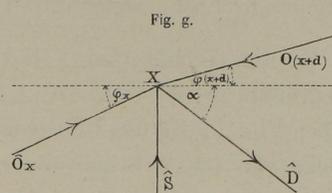
Die ruhende Last tritt in allen Knotenpunkten ein; die derselben entsprechende Anspannung des Ständers unterscheidet sich also vom \hat{V} der Nachbarfäche immer um die Belastung des verbindenden Knotens.

Die Verkehrslast tritt nur in den oberen oder unteren Knoten ein; gerade durch die eintretende Last wird aber

der Wechsel der Anspannungen hervorgerufen. Es ist deshalb die Anspannung des Ständers durch die Verkehrslast gleich dem \hat{V} desjenigen Nachbarfaches, welches mit ihm durch den unbelasteten Knoten zusammenhängt. —

Beim polygonalen Fachwerk wird die Ständerkraft durch die verticalen Componenten der Gurtungskräfte beeinflusst. Es halten sich die beiden Gurtungskräfte, die Diagonalkraft, die Ständerkraft und die Knotenbelastung das Gleichgewicht.

Ist der obere Knoten bei x nicht belastet, so ergibt sich nach Fig. g folgende Gleichung für die Verticalkräfte:



$$\hat{S}_x = \hat{D} \sin \alpha + \hat{O}_{(x+d)} \sin \varphi_{(x+d)} - \hat{O}_x \sin \varphi_x. \dots (24)$$

Behufs abgekürzter Schreibweise werde nun bezeichnet:

$$\tan \alpha = \tau, \tan \varphi_{(x+d)} = \pi_0, \tan \varphi_x = \pi.$$

Aus dem Früheren ergibt sich

$$\hat{D} \sin \alpha = \delta H \cdot \tan \alpha = \tau \left[\frac{\mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}}{h + \delta h} - \frac{\mathfrak{M}}{h} \right],$$

$$\hat{O}_x \sin \varphi_x = \hat{H}_x \tan \varphi_x = \pi_0 \frac{\mathfrak{M}}{h},$$

$$\hat{O}_x \sin \varphi_{(x+d)} = \hat{H}_{(x+d)} \tan \varphi_{(x+d)} = \pi \frac{\mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}}{h + \delta h}.$$

Durch Einsetzen dieser Werthe in Gleichung (24) wird erhalten:

$$\hat{S}_x = \tau \left[\frac{\mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}}{h + \delta h} - \frac{\mathfrak{M}}{h} \right] + \pi \frac{\mathfrak{M} + \delta \mathfrak{M}}{h + \delta h} - \pi_0 \frac{\mathfrak{M}}{h} \dots (25)$$

Da in derselben Weise, wie oben bei max. $\delta \hat{H}$ erörtert, das \hat{S}_x nur als eine Erweiterung des \hat{V} zu betrachten ist, so wird max. \hat{S} ebenso aufgesucht wie max. \hat{V} . Es wird nämlich das Vorderende der Lasten im Fache x bis $x + d$ angenommen und sodann \mathfrak{M} und $\delta \mathfrak{M}$ aus Gleichung (18) in Gleichung (25) eingesetzt.

Hiedurch erhält man:

$$\hat{S} = \tau \left[\frac{\hat{A}(x+d) - \hat{K}d}{h + \delta h} - \frac{\hat{A}x}{h} \right] + \pi \frac{\hat{A}(x+d) - \hat{K}d}{h + \delta h} - \pi_0 \frac{\hat{A}x}{h} \dots (26)$$

und nach Umgestaltung und Einsetzung von $\eta = \frac{x}{d}$:

$$\hat{S} = \frac{d(\tau + \pi)}{h + \delta h} \left[\hat{A} \left(1 - \eta \frac{\delta h}{h} \cdot \frac{\tau + \pi_0}{\tau + \pi} - \eta \frac{\pi_0 - \pi}{\tau + \pi} \right) - \hat{K} \right]. (27)$$

Es ist aber $\tau + \pi = \tan \alpha + \tan \varphi_{(x+d)} = \frac{h + \delta h}{d}$,

also der Factor ausserhalb der Klammer = 1. Der Factor des \hat{A} ist durch die Form des Fachwerks und die Nummer η des Knotens gegeben, und werde deshalb als Ständercoefficient und mit σ bezeichnet, also:

$$\sigma = 1 - \eta \frac{\delta h}{h} \cdot \frac{\tau + \pi_0}{\tau + \pi} - \eta \frac{\pi_0 - \pi}{\tau + \pi} \dots (28)$$

Hiedurch erhält die Gleichung (27) die Form:

$$\dot{S} = \dot{A} \sigma - \dot{K} = \sigma \left[\dot{A} - \frac{\dot{K}}{\sigma} \right] \dots \dots \dots (29)$$

Für max. \dot{S} ist die Bedingung

$$\frac{d\dot{S}}{dz} = 0 \text{ oder } \frac{d\dot{A}}{dz} = \frac{1}{\sigma} \frac{d\dot{K}}{dz} \text{ oder}$$

$$\dot{Q} = \frac{\lambda}{\sigma} \dot{F} \dots \dots \dots (30)$$

zu erfüllen. Wie früher ist die Verkehrslast soweit vorzurücken, dass $\frac{\lambda}{\sigma} \dot{F}$ kleiner, aber möglichst nahe gleich \dot{Q} wird, und diejenige Last, welche $\frac{\lambda}{\sigma} \dot{F} > \dot{Q}$ machen würde, ist im Knoten rechts (bei $x + d$) festzustellen, damit \dot{S}_x ein Maximum wird.

Auf Blatt G, Fig. 1, ist das Constructionsnetz einer Pauli'schen Brücke von 640^{dm} Stützweite cotirt und sind die Coefficienten μ und σ beigefügt. Fig. 3 stellt das Polygon \dot{A}_z dar, wenn Zug I über diese Brücke rückt. In den einzelnen Fachen sind mit ausgezogenen Linien die Polygone $\frac{\dot{K}}{\mu}$, mit strichpunctirten Linien die Polygone $\frac{\dot{K}}{\sigma}$ eingezeichnet und die Orte und Werthe von max. $\left(\dot{A} - \frac{\dot{K}}{\mu} \right)$ und max. $\left(\dot{A} - \frac{\dot{K}}{\sigma} \right)$ angegeben. Die Orte beider Maxima fallen zufällig in allen Fachen zusammen. —

Die auf Blatt 36 und 37 nach den uns von Herrn Director Gerber gütigst mitgetheilten Plänen dargestellte Pegnitzbrücke hat eine Stützweite $l = 200^{\text{dm}}$ und eine statische Constructionshöhe, Abstand der Gurtungsaxen, $h = 20^{\text{dm}}$. Die Tragwände sind sogenannte einfache symmetrische Fachwerke, welche in den letzten Jahren in Bayern fast ausschliesslich bei grösseren eisernen Brücken verwendet wurden, im vorliegenden Beispiel eingetheilt in 10 Fache von 20^{dm} Weite. Alle Diagonalen liegen daher unter Winkeln von 45°. Gemäss dieser Eintheilung haben die aufeinander folgenden Knoten derselben Gurtung einen Abstand von 40^{dm}. Um nun die Lasten gleichmässiger und in kürzeren Abständen in die Tragwände einzuführen, ist in jedem unteren Knoten die untere und obere Gurtung durch einen Ständer verbunden. Dieser Ständer ist kein Bestandtheil des Fachwerks, sondern nur eine Knotenlaststütze, welche in Bezug auf die ruhende Last das Gewicht von 20^{dm} oberer Gurtung und Fahrbahntafel, bezüglich der Verkehrslast den Maximalknotendruck max. \dot{K}_0 auf den unteren Knoten überträgt (S. 111).

Das Gewicht der Fahrbahntafel ist gewöhnlich ein bedeutender Theil des Eigengewichtes. Bei einer Eisenbahnbrücke besteht dasselbe aus:

a) dem Gewicht der eigentlichen Fahrbahn: Schienen, Schwellen und Dielen. Dieser Theil kann als unveränderlich gegeben betrachtet werden und ist proportional der Länge, d. h. für die Längeneinheit constant;

b) dem Gewicht der Schwellenträger, welches abhängig ist von der Fachweite d , und welches für das gegebene Fach d proportional d^2 , also für die ganze Brücke proportional λd^2 und bezüglich der Einheitsbelastung proportional $\frac{\lambda d^2}{l} = d$ zu setzen ist;

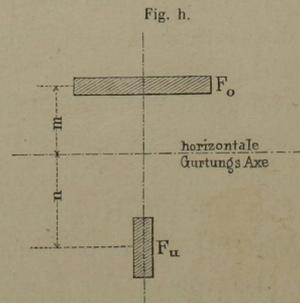
c) dem Gewicht der Querträger, welches abhängig vom Abstand e der Tragwände und e^2 proportional zu setzen ist;

d) dem Gewicht der horizontalen Wind-Verspannung, welche bezüglich der Einheitsbelastung zusammengesetzt zu denken ist aus einer Constanten und einem Theile, welcher proportional l ist.

Hieraus ist ersichtlich, dass das Eigengewicht der Fahrbahntafel jedenfalls durch Verkleinerung der Fachweite d und durch Verringerung des Trägerabstands e vermindert werden kann. Herr Director Gerber geht in letzterer Beziehung von der Forderung aus, dass e zwar so klein als möglich, aber jedenfalls noch so gross sein soll, dass die Brücke stabil gegen den Druck eines tropischen Orkans (2,8^k pr. □^{dm}) ist, d. h. von dem Druck dieses Orkans nicht umgekantet wird.

Bei obenliegender Fahrbahn ist keine Rücksicht auf das Verkehrsprofil zu nehmen, und es kann desshalb der Abstand der Tragwände (e) auf 16 bis 18^{dm} vermindert und diese einander so nahe gerückt werden, als die constructiven Erfordernisse bezüglich der Befestigung der Geleise gestatten. Bei der vorliegenden Brücke ist $e = 16^{\text{dm}}$; Schwellenträger und Querträger sind nicht vorhanden. Die Schwellen werden unmittelbar auf die obere Gurtung aufgelegt und, um die nöthige Auflagerfläche zu erhalten, wird diese Gurtung mit T-förmigem Querschnitt construirt.

Die obere Gurtung wird hiedurch transversal belastet, sie wird durch die Fachlast auf Biegung in Anspruch genommen. Zu den Druckspannungen des Fachwerks erhält die obere Gurtung also in den oberen Fasern noch weitere Druckspannungen, welche sich zu jenen addiren; in den unteren Fasern Zugspannungen, welche sich von jenen subtrahiren. Zur Aufnahme der Biegungsspannungen müssen dem Gurtungs-Querschnitt Beilagen gegeben werden, deren Querschnitte mit F_o und F_u und deren Schwer-



punctsabstände von der Gurtungsaxe nach Fig. h mit m und n bezeichnet sein sollen.

Ist nun M_r das grösste vorkommende Biegemoment der Fachlast und β die zulässige Einheitsspannung, so muss

$$M_r = (m + n) F_o \cdot \beta$$

sein, woraus, weil M_r , m , n und β als berechnet oder gegeben anzusehen sind,

$$F_o = \frac{M_r}{(m + n) \beta} \dots \dots \dots (31)$$

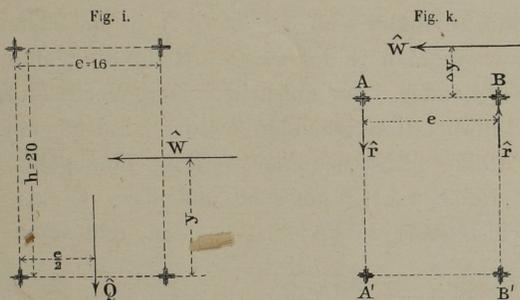
gefunden wird. Die Beilage F_u würde überflüssig sein, weil die Zugspannung der transversalen Belastung entweder die Druckspannung des betroffenen Gurtungstheiles aufheben bzw. vermindern würde, oder es würde, — wenn eben bei fehlender Belastung keine genügende Druckspannung vorhanden wäre, — der betreffende Gurtungstheil für diese Zugspannung zur Verfügung stehen. Wollte man aber eine Beilage F_u nicht geben, so würde der Schwerpunkt des Querschnitts, also auch die Gurtungsaxe verschoben, was zu vermeiden ist. Man gibt deshalb eine Beilage F_u so, dass der Schwerpunkt unverändert bleibt, d. h. dass

$$n F_u = m F_o, \text{ und daher}$$

$$F_u = \frac{m}{n} F_o \text{ wird.} \dots \dots \dots (32)$$

Die Abschnitte 0—I und IX—X der oberen Gurtung haben keine von der Fachwerkgliederung herrührende Spannung. Sie sind genau genommen keine Fachwerkglieder mehr; die Kräfte der beiden Enden werden von den dortigen Enddiagonalen aufgenommen. Es sind daher die beiden Endstücke lediglich als Schwellenträger von 20^{dm} Stützweite anzusehen und zu berechnen. Erst bei Berechnung des horizontalen Fachwerks für den Winddruck functioniren diese Endstücke abwechselnd als Druckgurtungen, je nachdem der Wind von der einen oder anderen Seite auf die Brücke drückt. —

Die Kraft, mit welcher der Wind auf die Brücke wirkt, ist auf Grundlage der auf Seite 28 gemachten Angaben nachstehend zu berechnen.



Der Wind wirke nahezu senkrecht auf die Längsrichtung der Brücke, so dass die Verticalprojectionen (parallel zur Brückenaxe) der Flächen beider Tragwände gleichmässig von demselben getroffen werden. Jedes einzelne Flächenstück sei mit F bezeichnet und der Abstand seines Mittels von der unteren Gurtung mit y . Man findet in \square^{dm} und bzw. in Decim. ausgedrückt als:

Verticale Fläche der	F	y	Fy
unteren Gurtung, doppelt . . .	1080	0	0
Diagonalen und Ständer, doppelt	1536	9,75	14'976
oberen Gurtung, doppelt . . .	1200	20,00	24'000
Plattform, einfach	680	22,6	15'368
Summa:	4496	12,1	54'344

Es ergibt sich sonach eine Gesamtfläche

$$F_1 = 4496 \square^{dm},$$

deren Schwerpunkt von der Axe der unteren Gurtung absteht um $y_1 = 12,1^{dm}$, und ein Moment in Bezug auf diese Axe von $F_1 y_1 = 54344^{dm^3}$.

Dieses $F_1 y_1$ multiplicirt mit der Intensität des tropischen Orkanes, — bei welchem ein Zug auf der Brücke nicht stehen kann —, von $2,8^k$ pr. \square^{dm} , gibt $M'_w = 152,163^{dm.T}$.

Behufs Stabilität der Brücke hat

$$\frac{1}{2} \hat{G} e \cong M'_w \dots \dots \dots (33)$$

zu sein, worin \hat{G} das Gesamteigengewicht bedeutet, welches hier $28,8^T$ beträgt. Durch Einsetzen der Zahlenwerthe erhält man $\frac{1}{2} \hat{G} e = 230,4^{dm.T}$ und gewinnt somit die Ueberzeugung, dass der gestellten Anforderung genügt ist.

Zu dem obigen F_1 , y_1 und $F_1 y_1$ werden bei belasteten, also mit einem Zuge besetzten Brücken noch die Werthe addirt, welche vom Zug herrühren. Die verticale Fläche des Zuges wird als ein Band von 35^{dm} Höhe in Rechnung gebracht. Somit erhält man in \square^{dm} und Decim.

Verticale Fläche des	F	y	Fy
Brückenoberbaues, wie vorhin	4496	12,1	54'344
Zuges	7000	41,5	290'500
Summa:	11496	30,0	344'844

Die Intensität eines Sturmdruckes, welcher einen Eisenbahnzug zum Stillstand bringt, wird mit $1,5^k$ pr. \square^{dm} in Rechnung gebracht, daher:

Gesamt-Winddruck $\hat{W}_o = 1,5 F_o = 17244^k = 17,244^T$;
 Höhe des Schwerpunkts der Gesamtfläche über der unteren Gurtung $y_o = 30^{dm}$;
 Moment bezüglich der unteren Gurtung $M_w^o = 51,672^{dm.T}$.

Hieraus ergibt sich der Winddruck pr. laufenden Decimeter der Brücke

$$\hat{w} = \frac{\hat{W}_o}{200} = 0,086^T,$$

und der Abstand des Winddruckmittelpuncts über der oberen Gurtung

$$\Delta y = y_o - h = 10,0^{dm} \dots \dots \dots (34)$$

Der Mittelpunkt des Winddrucks liegt um Δy über der horizontalen mittleren Ebene des Windträgers AB (s. obige Fig. k).

Wird der Druck \hat{w} in diese Ebene parallel verschoben gedacht, so bleibt (Fig. k) ein Gegenpaar $\hat{w} \cdot \Delta y$ bestehen, welches von rechts nach links dreht, und in Ermangelung anderer Constructionen auf die Fachwände AA' abwärts und auf BB' aufwärts wirkt, so dass im Gleichgewichtsfalle

$$\hat{r} e = \hat{w} \cdot \Delta y \dots \dots \dots (35)$$

zu sein hat.

Bei entgegengesetztem Wind ist selbstverständlich die Wirkung desselben auf die Tragwände die umgekehrte. Es werden also die Diagonalen der (verticalen) Tragwände von dem Druck \hat{r} , die Diagonalen des horizontalen Windträgers vom Druck \hat{w} und alle Gurtungen sowohl vertical von \hat{r} , als horizontal von \hat{w} afficirt und in wechselnder Weise in Druck- und Zugspannung versetzt.

Wenn man nun unter \hat{S} die Anspannung irgend eines Constructionstheiles und zwar unter \hat{S}_p die von der Eigenlast, unter \hat{S}_k die von der Verkehrslast — für den Fall, dass die Verkehrslast ruhend wäre, — unter \hat{S}_w die von dem Winddruck herrührende Anspannung versteht, so ist nach Seite 75 mit Rücksicht auf die Erschütterungen und elastischen Schwingungen die Gesamtspannung von Eigen- und Verkehrslast $= \hat{S}_p + 1,5 \tau \hat{S}_k \dots \dots \dots (36^a)$ zu setzen.

Tritt aber die Wirkung des Windes, bzgsw. eines heftigen Sturmes, welcher die Belastung \hat{w} liefert, hinzu, so wird die Verkehrslast zum Stillstand gebracht; die Züge können sich nicht mehr bewegen. Es kommt also der Coefficient τ in Wegfall und die Gesamtspannung wird $\hat{S}_p + 1,5 \hat{S}_k + \hat{S}_w \dots \dots \dots (36^b)$

Von den beiden Gesamtspannungen (36^a und 36^b) ist die grössere der Berechnung der Constructionstheile zu Grund zu legen. Es ergibt sich aber hiebei sehr selten, dass den Stabquerschnitten des Fachwerks ein Zuschlag wegen der Windspannung gegeben werden muss, und auch bei dem vorliegenden Fachwerk erhalten nur die demselben nicht angehörigen Endstücke der oberen Gurtung 0—I und X—IX diesen Zuschlag.

Die horizontalen Winddiagonalen werden aus der ruhenden Last (\hat{w}) und zwar unter der ungünstigsten Voraussetzung, dass bloß ein Theil der Brücke mit dem Zuge besetzt ist, berechnet, da sie eine sonstige Spannung nicht aufzunehmen haben. Wegen der wechselnden Windrichtung sind alle diese Diagonalen als Druckdiagonalen zu construiren.

Durch den horizontalen Träger pflanzt sich der Winddruck bis an die Enden fort und summirt sich beiderseits zu $\frac{1}{2} \hat{W}_0$. Am Ende sind die beiden Tragwände durch je einen Rahmen mit 2 Diagonalen verbunden. Beide Diagonalen nehmen, die eine auf Zug die andere auf Druck, die Componenten von je $\frac{1}{4} \hat{W}_0$ auf und übertragen diese Kräfte auf die Brückenaufleger, wo dem Horizontal-

druck $\frac{1}{2} \hat{W}_0$ durch die von dem Gesamtauflegerdruck veranlasste Reibung das Gleichgewicht gegen seitliche Verschiebung gehalten wird. —

In den unten folgenden Tabellen sind die hauptsächlichsten statischen Berechnungen für die Brücke zusammengestellt.

ad 1) Das Eigengewicht der Brücke beträgt $\hat{p} = 0,144^T$ pr. Decim., die Verticalkraft der Eigenlast \hat{V}_p in einem Fache ist $\hat{p} (\frac{1}{2} l - x)$, wobei x auf die Fachmitte bezogen wird.

ad 2) Das Moment der Eigenlast $\hat{M}_p = \frac{1}{2} \hat{p} x (l - x)$ wird gefunden, wenn man für x die Abscissen der Knoten einsetzt.

ad 3) Die Maximalverticalkraft \hat{V}_k der Verkehrslast wird nach S. 24 und S. 110 gefunden. Es ist immer eine Last auf den rechtseitigen Knoten ($x + d$) des Faches zu setzen. Die Last \hat{P}_1 des Zuges kann bei 200^{dm} Stützweite den Knoten $x + d$ nicht überschreiten. Man setzt also \hat{P}_1 auf alle Knoten und erhält für das linke Fach $\hat{V} = \hat{A}_1$ mit Hilfe der Tabelle I S. 23.

Die Last \hat{P}_1 des Zuges II gibt kein Maximum und bleibt ausser Ansatz. Wenn \hat{P}_2 des Zuges II auf $x + d$ steht, ist $\hat{V} = A_{II} - \hat{P}_1$ und wird mit Hilfe der Tabelle II S. 23 aufgeschlagen.

Wenn \hat{P}_3 des Zuges II auf $x + d$ steht, ist $\hat{V} = \hat{A}_{II} - (\hat{P}_1 + \frac{13}{20} \hat{P}_2)$ und wird mit derselben Tabelle erhalten.

Die sich hienach für die positiven \hat{V} bei den drei Stellungen der Lasten ergebenden Maxima sind mit (*) bezeichnet. Mit umgekehrtem Vorzeichen sind sie die Maxima der negativen \hat{V} in den symmetrisch correspondirenden Fachen.

ad 4) Um die Maximal-Momente \hat{M}_k der Verkehrslast zu erhalten, ist immer eine Last auf den Knoten x gesetzt, für welchen das \hat{M} berechnet wird. Mittelst des Lastenlineales sieht man, welches die erste Last links und welches die letzte Last rechts ist, sowie um wieviel (Δz) diese letztere von B absteht. In den Tabellen IV, V und VI S. 27 und 28 findet man $\hat{L} b = (\hat{A} l)_L$ in der letzten Reihe rechts, wenn man in der zweiten Reihe die Nummern der auf x stehenden Last aufsucht. Der Werth $(\hat{A} l)_Q$ muss durch Interpolation gefunden werden, indem man vorerst in der Reihe „Lastensumme“ mit \hat{Q} hinabgeht, in der letzten Reihe $(\hat{A} l)_{Q'}$ aufsucht und dazu $\hat{Q} \cdot \Delta z$ addirt. Es ist also $(\hat{A} l)_Q = (\hat{A} l)_{Q'} + \hat{Q} \cdot \Delta z$, und dann (S. 24) $\hat{M}_x = (\hat{A} l)_Q \frac{x}{l} - (\hat{A} l)_L$. —

Die überflüssig berechneten Werthe sind in der nachfolgenden Tabelle weggelassen, und weil alle Werthe von \hat{M}_x und $\hat{M}_{(l-x)}$ die gleiche Berechtigung haben, — denn der Zug kann ja umgekehrt werden —, so sind die giltigen Maxima mit (*) ausgezeichnet.

ad 5) Alle Druckkräfte erhalten das negative, alle Zugkräfte das positive Vorzeichen. Die Gurtungskraft \hat{H}_x ,

welche dem Knoten x gegenüberliegt, ist $= \frac{\mathfrak{M}_x}{h}$. Weil sich alle berechneten \mathfrak{M} auf die ganze Last, alle Kräfte aber nur auf eine Tragwand beziehen, findet man $\hat{H} = \frac{\mathfrak{M}}{2h}$.

Die Diagonalkraft \hat{D} ist gleich $\frac{\hat{V}}{\sin \alpha}$. Es ist aber auch dieser Werth aus dem eben genannten Grund zu halbiren und somit, weil $\sin \alpha = \sqrt{\frac{1}{2}}$, $\hat{D} = \frac{1}{2} \sqrt{2} \hat{V} = 0,707 \hat{V}$. Jedes positive \hat{V} gibt in den nach rechts hängenden Diagonalen einen Zug, in den nach rechts steigenden aber einen Druck; die negativen \hat{V} geben das Umgekehrte.

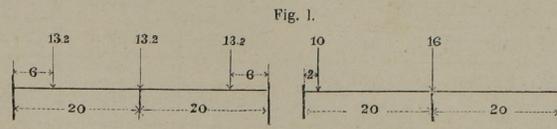
Hienach sind die Reihen \hat{S}_p und \hat{S}_k der Tabelle 5 ausgefüllt.

Es wird nunmehr der Gerber'sche Coefficient $\varphi = \frac{\hat{S}_p}{1,5 \hat{S}_k}$ berechnet und in der Tabelle S. 74 der Coefficient σ aufgeschlagen, mittelst dessen die „effective Zugfläche“ $F_1 = \frac{1,5 \sigma}{160} \cdot \hat{S}_k$ zu berechnen ist.

ad 6) Für den gleichmässig vertheilten Winddruck \hat{w} werden die \hat{V} berechnet, wie in Tabelle 1, und daraus die Diagonalkräfte, wie in Nr. 5. Die grösste Diagonalspannung ergibt sich, wenn der den Wind auffangende Zug jedesmal vom Fach bis zum entfernteren Brückende reicht. Weil der Wind sowohl von links als von

rechts einwirken kann, sind sämtliche Kräfte als Druckkräfte zu betrachten.

ad 7) Das ganze Gewicht der Brücke auf eine Fachlänge ist $= 2,88^T$; daher für das Fach eines Trägers $= 1,44^T$. Hievon trifft blos das Gewicht von 20^{dm} oberer Gurtung und Fahrbahn als ruhende Last auf einen Knotenständer $\hat{K}_p = -0,398^T$. Der grösste Knotendruck der bewegten Last beträgt (Fig. 1) bei Aufstellung der Güterzug-Maschine:



$$\max. \hat{K}_o = 13,2 + 2 \cdot \frac{6}{20} \cdot 13,2 = 21,1^T;$$

bei Aufstellung der Eilzug-Maschine:

$$\max. \hat{K}_o = 16,0 + \frac{2}{20} \cdot 10 = 17,0^T.$$

Es ist also erstere Aufstellung zu Grund zu legen und $\frac{1}{2} \max. \hat{K}_o = \hat{K}_k = 10,55^T$ zu setzen.

Hieraus ergibt sich

$$\varphi = \frac{\hat{K}_p}{1,5 \hat{K}_k} = 0,025,$$

somit wird aufgeschlagen $\sigma = 1,64$

und gefunden $F_1 = -\frac{1,5 \sigma}{160} \hat{K}_k = -0,162 \square^{dm}$.

Die wirkliche Fläche F ergibt sich zu $0,30 \square^{dm}$ mit Berücksichtigung der Beanspruchung auf Knickung. —

Tabelle 1.

Verticalkräfte des Eigengewichtes (\hat{V}_p) in Tonnen.

Fache	0-I	I-II	II-III	III-IV	IV-V	V-VI	VI-VII	VII-VIII	VIII-IX	IX-X
$\hat{V}_p = \hat{p} (\frac{1}{2} l-x)$	+ 12,96	+ 10,08	+ 7,20	+ 4,32	+ 1,44	- 1,44	- 4,32	- 7,20	- 10,08	- 12,96

Tabelle 2.

Momente des Eigengewichtes (\mathfrak{M}_p) in Tonnen-Dec.

Knoten	I	2	III	4	V	6	VII	8	IX
$\mathfrak{M}_p = \frac{1}{2} \hat{p} x (l-x)$	259,2	460,8	604,8	691,2	720,0	691,2	608,8	460,8	259,2

Tabelle 3.

Maximal-Verticalkräfte der Verkehrslast (\hat{V}_k) in Tonnen.

Zug	Last in x + d	\hat{V} im Fache x bis x + d	Positives max. \hat{V}_k in dem Fache									
			0-I	I-II	II-III	III-IV	IV-V	V-VI	VI-VII	VII-VIII	VIII-IX	IX-X
I	\hat{P}_1	\hat{A}_1	58,2	47,18	36,74	28,24*	21,58*	15,58*	9,61*	5,15*	1,72*	0,00*
II	\hat{P}_2	$\hat{A}_{II} - \hat{P}_1$	60,51	49,00	37,69	26,88	18,65	10,13	4,33	—	—	—
II	\hat{P}_3	$\hat{A}_{II} - (\hat{P}_1 + \frac{13}{20} \hat{P}_2)$	60,79*	49,76*	37,96*	26,94	16,50	—	—	—	—	—
Zug	Last im Knoten	\hat{V} im Fache	IX-X	VIII-IX	VII-VIII	VI-VII	V-VI	IV-V	III-IV	II-III	I-II	0-I
			Negatives max. \hat{V}_k in dem Fache									

Tabelle 4.

Maximal-Momente der Verkehrslast (\hat{M}_k) in Tonnen-Dec.

Knoten x	I	2	III	4	V	6	VII	8	IX
Last im Knoten x	\hat{P}_3	\hat{P}_3	\hat{P}_4	\hat{P}_5	\hat{P}_6	\hat{P}_7	\hat{P}_7	\hat{P}_8	\hat{P}_9
Aeusserste Lasten	$\hat{P}_2 - \hat{P}_{11}$	$\hat{P}_2 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_2 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_{10}$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_9$	$\hat{P}_1 - \hat{P}_9$
$\hat{M}_x = (\hat{A} l)_Q \frac{x}{l} - (\hat{A} l)_L$	1215,2*	2128,2	2750,0*	3067,0*	3119,4*	2967,0	2750,0*	2128,5*	1210,2
Max. \hat{M} (concentrirte Last)	1215,2	2128,5	2750,0	3067,0	3119,4				
Max. \hat{M} (Lasten - Aequivalent) $= \frac{1}{2} \cdot 0,624 \cdot x (1-x)$	1123,2	1996,8	2620,8	2995,2	3120,6				
Differenz	92,0	31,7	129,2	71,8	0,0				
Differenz in Procenten	6,6	2,0	5,3	2,4	—				

Tabelle 5.

Spannungen in Tonnen, Coefficienten, Querschnitte in Quadrat-Dec.

	Stäbe	\hat{S}_p	$1,5 \hat{S}_k$	$\varphi = \frac{\hat{S}_p}{1,5 \hat{S}_k}$	$\sigma = \varphi + \tau$	$F_1 = \frac{1,5 \cdot \sigma \cdot \hat{S}_k}{160}$	F	
Gurtungen	0—2	8—10	+ 6,48	+ 45,57	+ 0,142	1,738	+ 0,495	0,60
	I—III	VII—IX	— 11,52	— 79,81	+ 0,144	1,739	— 0,867	1,06*
	2—4	6—8	+ 15,12	+ 103,12	+ 0,147	1,741	+ 1,122	1,34
	III—V	V—VII	— 17,28	— 115,00	+ 0,150	1,743	— 1,253	1,30*
	4—6	4—6	+ 18,00	+ 116,98	+ 0,154	1,746	+ 1,277	1,46
Diagonalen	0—I	IX—10	— 9,16 — 9,16	— 64,44 + 0,00	+ 0,142 ∞	1,738 —	— 0,700 — 0,051	0,94
	I—2	8—IX	+ 7,12 + 7,12	+ 52,75 — 1,82	+ 0,135 — 3,912	1,735 4,204	+ 0,572 — 0,048	0,64
	2—III	VII—8	— 5,09 — 5,09	— 40,23 + 5,46	+ 0,126 — 0,932	1,725 1,615	— 0,446 + 0,055	0,63
	III—4	6—VII	+ 3,05 + 3,05	+ 29,93 — 10,19	+ 0,102 — 0,299	1,712 1,526	+ 0,320 — 0,097	0,40
	4—V	V—6	— 1,02 — 1,02	— 22,87 + 16,54	+ 0,044 — 0,062	1,677 1,619	— 0,240 + 0,167	0,40

* Ohne den Zusatz für die transversale Inanspruchnahme.

Tabelle 6.

Berechnung der Windspannungen in Tonnen.

$\hat{V}_w = \hat{w}, (\frac{1}{2} l - x) + \hat{w}, \frac{(1-x)^2}{2l}$. Es ist $\left\{ \begin{array}{l} \text{für die Brücke } \hat{w}, = 0,034 \\ \text{für den Zug } \hat{w}, = 0,053. \end{array} \right.$

Fachnummer	0—1	I—II	II—III	III—IV	IV—V
Max. \hat{V}_p	— 8,6	— 6,7	— 5,1	— 3,4	— 1,9
Max. $\hat{D}_p = \frac{\hat{V}_p}{\sin \alpha} = 1,6 \hat{V}_p$	— 13,76	— 10,72	— 8,16	— 5,44	— 3,04

Um von den berechneten „effectiven Zugflächen“ F_1 zu den wirklichen Stabquerschnitten (F), welche der Construction zu Grund zu legen sind, überzugehen, hat man sich vorerst über die Gestalt dieser Querschnitte und deren Zusammensetzung aus den zu Gebote stehenden Eisensorten schlüssig zu machen und sich zu vergegenwärtigen, in welcher Weise dieselben zu einem Ganzen — zu einem Stab — zusammenzufügen und dann mit den übrigen Stäben zu verbinden sind.

Bei allen gezogenen Stäben muss der nothwendige Querschnitt F_1 an der schwächsten Stelle vorhanden sein. Der wirkliche Querschnitt F ist also um diese Verschwächungen stärker zu machen. Ein gezogener Stab, welcher seine Spannungen der Länge nach an einen anderen Theil abgibt, überträgt an jede Niete oder jeden Bolzen einen Theil derselben. An irgend einer Stelle zwischen den Nietstellungen ist daher seine Beanspruchung gleich $\hat{S} - \hat{N}$, d. h. gleich der ganzen von ihm aufgenommenen Spannung weniger dem an die in Frage stehenden Nieten bereits abgegebenen Theile derselben. Man muss daher immer trachten, den Querschnitt so lange nur um eine (oder eine sehr geringe Anzahl) Nieten zu verschwächen, bis soviel von der Gesamtspannung abgegeben ist, dass eine Verschwächung um zwei (bzw. eine grössere Zahl) Nieten zulässig wird.

Bei der Vernietung von Druckstäben werden die Verschwächungen durch die Nietlöcher nicht abgezogen, weil man beobachtet hat, dass eine die Nietöffnung gut ausfüllende Niete die Druckfestigkeit nicht vermindert. Bei allen Vernietungen sind die einzelnen Nietkräfte \hat{N} als parallele Componenten der Gesamtkraft \hat{S} anzusehen. Ihre Summe ($\Sigma \hat{N}$) muss daher der Stabkraft \hat{S} gleich, und die Summe ihrer Momente, bezogen auf die Stabaxe, gleich Null sein. Es ist überdies nothwendig, dass die Nieten möglichst gleichmässig über den Stabquerschnitt vertheilt werden, weil sonst einzelne Streifen des Stabes, welche bereits voll belastet sind, durch Aufnahme weiterer Einwirkungen überlastet werden, und somit eine ungleichmässige Vertheilung der Kräfte über den Querschnitt herbeigeführt wird. Für den Uebergang des Nietdruckes auf die Lochwandungen gilt die empirische Regel, dass letztere einen $2\frac{1}{2}$ mal so grossen Druck ertragen, als das Eisen im Stabquerschnitt. Da die Verschwächung des Stabes sich verhält, wie die Nietdicke d und die übertragene Kraft wie d^2 , so ist klar, dass man immer die zulässig stärksten Nieten anwenden wird, um die Gesamtvernietung auf dem kleinsten Raum unterzubringen.

An der vorliegenden Brücke sind zur Verbindung der Diagonalen mit den Knotenblechen Stahlbolzen in Verwendung gebracht.

Wenn die gedrückten Stäbe keines Zuschlags für den Querschnitt wegen der Nietlöcher bedürfen, so ist doch eine um so grössere Querschnittsvermehrung gegen seitliche Ausbiegung, also wegen der Knickung, nothwendig.

Es ist aber

$F = \mu F_1$ zu nehmen, worin μ den Coefficienten

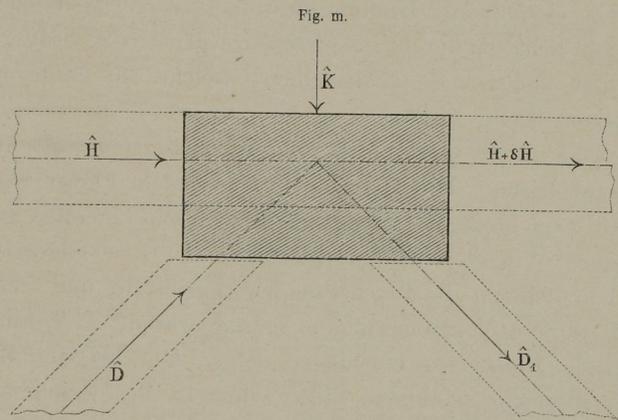
$$\mu = 1 + \nu \frac{F}{\Theta} a^2 \quad (\text{S. 11})$$

bedeutet.

Es gehört einige Uebung dazu, um ohne zu viele Versuche den Knickungsquerschnitt richtig zu bestimmen. Eine gewisse Erleichterung bietet hiebei die empirische Formel $b = \sqrt[3]{\frac{F_1 a}{1,4}}$, durch welche man die Querschnittsbreite b festsetzen kann, so dass das Auffinden der nöthigen Querschnittsausmaasse wesentlich erleichtert wird.

Die Querschnitte F , welche in dieser Weise und nach Seite 105 u. ff. bestimmt und der Construction zu Grund gelegt wurden, sind oben in Tabelle 5 eingetragen. —

Die wichtigsten Constructionsorte eines Fachwerks sind die Knotenpunkte. Es kommt dort



von einer Seite eine Gurtungskraft \hat{H} und eine Diagonalkraft \hat{D} an, zu welchen ferner eine Knotenlast \hat{K} hinzutritt (Fig. m). Hiedurch wird vorerst die verticale Componente der abgehenden Diagonale \hat{D}_1 vermindert, während die Gurtungskraft durch die Summe der beiden horizontalen Componenten (um $\delta \hat{H}$) vergrössert wird und sonach den Knotenpunkt in einer Grösse von $\hat{H} + \delta \hat{H}$ verlässt.

Bei den statischen Untersuchungen wird der Knotenpunkt als ein mathematischer Punkt betrachtet; er ist jener Punkt, in welchem die Mittelkräfte aller Einwirkungen bei richtiger Anordnung zusammenkommen. Bei der Construction wird der Knoten durch einen den aufzunehmenden Kräften angemessenen Körper gebildet.

Der Grundbestandtheil dieses Körpers ist das Knotenblech, in dessen mittlerer Ebene alle Kraftaxen liegen müssen. Es sind deshalb alle im Knoten eintretende Stäbe symmetrisch zu dieser Ebene aufzubauen. Die Gurtungen bestehen aus zwei symmetrischen Hälften, welche das Knotenblech zwischen sich aufnehmen. Die von den Diagonalen herrührende und auf das Knotenblech übertragene Mehrung der Horizontalkraft $\delta \hat{H}$ wird durch eine entsprechende Anzahl von Nieten oder Bolzen vom Knoten-

blech auf die Gurtungsquerschnitte übertragen. Der Uebergang der Diagonalkräfte in das Knotenblech findet entweder in derselben Weise statt, indem der Querschnitt der Diagonalen aus symmetrischen, dasselbe umschliessenden Hälften besteht, welche unmittelbar an ihm befestigt werden, oder es dienen dazu Laschen als Verbindungsmittel. Letzteres geschieht immer bei den reinen Zugdiagonalen, also bei solchen, welche nie Druckkräfte enthalten. Die Druckdiagonalen erhalten wegen der Knickungsfestigkeit immer Querschnitte mit grösserer Ausdehnung senkrecht zur Kraftebene; diese Querschnitte sind fast immer kreuzförmig; im vorliegenden Fall sind die Diagonalen aus je zwei Winkeleisen construirt. Der parallele Schenkel überträgt seine Kraft direct auf das Knotenblech; der senkrechte Schenkel überträgt sie auf eine Winkellasche (Hilfswinkeleisen) und durch diese auf das fragliche Blech. Das hiebei, durch die Verschiebung einer Kraft aus ihrer Lage, auf einer Seite des Knotenbleches verursachte Drehungsbestreben wird im Gleichgewicht gehalten durch eine gleiche constructive Anordnung auf der anderen Seite desselben, welche im entgegengesetzten Sinne wirkt.

Die untere Gurtung besteht im äussersten Feld aus 4 Winkeleisen. Die Mehrung im nächsten Fache wird durch zwei horizontal eingelegte Flacheisen-Lamellen und grössere Winkeleisen bewerkstelligt. In den folgenden Fachen nehmen die Flacheisenquerschnitte zu, und wenn noch weitere Vergrösserungen nöthig wären, so würden verticale Flacheisen einzulegen sein. Die bei der Zusammensetzung nöthigen Stösse sind in der Zeichnung genügend ersichtlich.

Die Construction ist so angeordnet, dass einzelne Glieder in der Werkstätte vollständig zusammengesetzt werden können, so dass die Montirung der Brücke blos im Zusammenfügen grösserer Theile besteht.

Die äussersten Theile der oberen Gurtung sind lediglich T-förmige Blechträger. In den Fachen zwischen I und IX ist dieser Blechträger zur Aufnahme des Knotenbleches in zwei symmetrische Hälften getheilt, und zur Aufnahme der transversalen Belastung ist der Kopf des T-Querschnittes mit Horizontalblechen und der Fuss mit zwei Verticalstreifen verstärkt.

Der horizontale Windträger ist nach denselben Grundsätzen construirt. Da es aber nicht möglich ist, die Windknotenbleche ganz durch die Gurtungen hindurch dringen zu lassen, ohne die Hauptknotenbleche (der Tragwände) zu durchschneiden, so sind die ersteren nur seitlich an die Gurtungen, aber immerhin in der Horizontalebene der Gurtungsachsen, angeheftet.

In gleicher Weise sind die Rahmendiagonalen an die Rahmenknotenbleche und diese mittelst verticaler Winkel an die Hauptknotenbleche befestigt.

Die Winddiagonalen bestehen, entsprechend den geringeren Kräften, blos aus einfachen Winkeleisen, deren

Axe begreiflicher Weise der Winkelkante viel näher liegt, als dem äusseren Rande eines Schenkels.

Die Brücke ruht auf Kipplagern, welche auf der einen Seite auf festen Gussstählen, auf der andern auf Rollstühlen lagern. Näheres hierüber und bezüglich der Ueberhöhung der Gurtungen findet sich auf Seite 109.

Blatt 37 und 38.

Eiserner Senkkasten für die pneumatische Foundation der Eisenbahnbrücke über die Donau bei Donauwörth.

Bei der grossen Bedeutung, welche gegenwärtig pneumatische Foundationen für Herstellung von Brücken haben, wollen wir nicht unterlassen, das Wesentlichste über dieselben durch Text und Zeichnungen anzufügen, und da gerade die Pfeiler mehrerer bedeutender eiserner Brücken auf pneumatischem Wege fundirt wurden, so schalten wir die Angaben über die Entstehung, Ausbildung und über ein der neuesten Zeit angehörendes Beispiel dieser Foundationsweise hier ein.

Tiefe Foundationen und besonders die Foundationen von Brückenpfeilern gehören zu den theuersten Arbeiten des Ingenieurs. Bis in eine verhältnissmässig sehr neue Zeit haftete diesen Arbeiten überdies der Mangel der Unsicherheit an.

Durch die Betonfoundation trat allerdings eine wesentliche Verbesserung in der Gründung derartiger Bauwerke ein, aber noch zu Anfang unseres Jahrhunderts waren ausser Puzzolanerde und Trass wenig Materialien zur Bereitung von hydraulischem Mörtel bekannt. Wenn nun auch die Erzeugung der hydraulischen Kalke und Cemente eine hohe Vollkommenheit erreicht hat, so genügt dies allein nicht, um sicher in grosse Tiefen fundiren zu können.

Die in solchen Fällen fast allein übliche Foundationsmethode auf Pfahlrost gestattete zwar, die Tragfähigkeit tiefer liegender Bodenschichten in Anspruch zu nehmen, und mit Hilfe des Senkkastens und der Grundsäge (Cessart 1756) war es möglich, das Niveau des Rostes bis zu 7^m unter den Wasserspiegel zu legen; es wurde aber damit nur eine relativ grössere, jedoch keine vollkommene Sicherheit erreicht und manche Beispiele zeigen, dass durch starke Strömungen derartige Foundationen aus- und unter-spült und zum Umsturz gebracht wurden.

Der Gedanke des französischen Berg-Ingenieurs Triger, comprimirt Luft für die Zwecke des Fundirens zu verwenden, bzgsw. dem hydrostatischen Druck durch comprimirt Luft das Gleichgewicht zu halten, brachte eine epochemachende Umwälzung im Tief-Fundiren hervor, und die zu erreichende Tiefe ist heute blos noch davon abhängig, unter welchem Luftdruck Personen zu leben und Arbeit zu verrichten im Stande sind. Bei der Brücke über den Missouri bei St. Louis ist bis zu einem Wasserdruck von 33,7^m gearbeitet worden.