

# DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 8. Dezember 1931

Heft 53

## Die Erneuerung der Brücken über den Obergraben und den Untergraben bei Steele.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Krabbe, Essen.

### 1. Allgemeines.

Die zweigleisige Reichsbahnstrecke Mülheim Heißen—Essen Rütten-scheid—Steele Süd—Dahlhausen kreuzt zwischen Essen Rütten-scheid und Steele Süd in spitzen Winkeln den zum Betrieb einer größeren Fabrik-anlage dienenden Ober- und Untergraben der Ruhr (Abb. 1).

triebes, sodann aber auch der Vorteil einwandfreierer Konstruktion der Stahlüberbauten, führten zu der letztgenannten Ausführungsweise, wobei der zweigleisige Stahlüberbau für den Untergraben 86,04 m, der für den Obergraben 58 m Stützweite erhielt (Abb. 2 u. 3).

### 2. Die Stahlüberbauten.

Die stählernen Überbauten beider Brücken bestehen aus Rautenfachwerk mit Zwischenpfosten in den Kreuzungspunkten der Streben, an die die Querträger angeschlossen sind. An den Rautenspitzen befinden sich keine Querträger<sup>1)</sup>. Das Systemnetz und die Gesamtanordnung zeigen Abb. 6a, 6b u. 7; der Abstand der Hauptträger beträgt bei beiden Brücken 8,75 m. Des einheitlicheren Aussehens wegen wurde auf sog. Stabilitätsstäbe verzichtet und die Stabilität durch steife Ausbildung der Ecken *a* und *b* sowie der Stäbe 0—0 und 0—I herbeigeführt. Das ist bei dem hier angewandten System möglich, weil Auflagerkräfte und Lasten nur

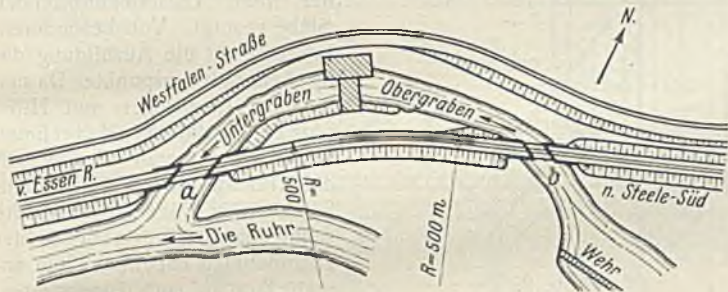


Abb. 1. Lageplan.

Die Bauwerke *a* und *b*, Untergrabenbrücke und Obergrabenbrücke genannt, waren beim Bau der zunächst eingeleisig ausgeführten Strecke im Jahre 1878 durch eiserne Überbauten mit (im Wasser stehenden!) eisernen Zwischenstützen und nach beiden Seiten anschließenden, lamellenförmig ausgebildeten schiefen Gewölben aus Ziegelmauerwerk überbrückt worden; die Gewölbe und Unterbauten für die Eisenkonstruktion waren bereits damals zweigleisig ausgebaut worden. Beim Bau des zweiten Gleises während des Krieges waren die eisernen Überbauten für das zweite Gleis ähnlich den bestehenden Überbauten ausgeführt worden. Der Gleisabstand betrug 3,5 m. Eine Vorstellung der bestehenden Bauwerke geben Abb. 2 u. 3, die auch den Umbauvorgang andeuten, sowie Abb. 4 u. 5. Die älteren eisernen Überbauten sowie die Gewölbe waren den heutigen Verkehrslasten nicht entfernt mehr gewachsen und befanden sich außerdem in schlechtem baulichen Zustande; zudem gab die ganze Bauweise, auch der neuen Überbauten, zu Bedenken Anlaß. Man entschloß sich daher im Jahre 1928, die Brücken zu erneuern. Eine Verlegung der Strecke oder Beseitigung der ganzen Wasserkraftanlage erwies sich als nicht möglich, auch Vergrößerung des Gleisabstandes, um die Möglichkeit eingeleisiger, nebeneinanderliegender Überbauten zu schaffen, erwies sich als sehr schwierig und kostspielig. Eine Erneuerung unter Beibehaltung der alten Bauweise war selbstverständlich ausgeschlossen. Es blieb also nur die Wahl, entweder die Widerlager und seitlichen Gewölbe zu erneuern und schiefe zweigleisige stählerne Überbauten ohne Mittelstützen anzuordnen, oder aber die alten Überbauten samt den Gewölben zu beseitigen und durch weitgespannte Stahlüberbauten ohne Zwischenstützen zu ersetzen. Einmal die Rücksicht auf die leichtere Ausführbarkeit während des Be-

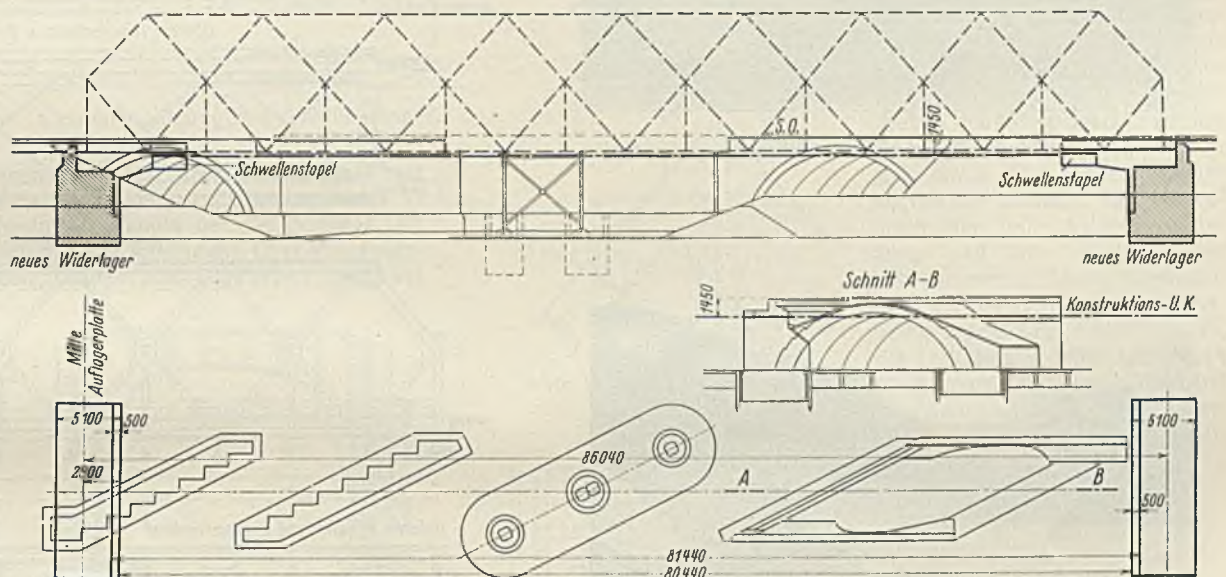


Abb. 2. Untergrabenbrücke. Übersicht.

Die Bauwerke *a* und *b*, Untergrabenbrücke und Obergrabenbrücke genannt, waren beim Bau der zunächst eingeleisig ausgeführten Strecke im Jahre 1878 durch eiserne Überbauten mit (im Wasser stehenden!) eisernen Zwischenstützen und nach beiden Seiten anschließenden, lamellenförmig ausgebildeten schiefen Gewölben aus Ziegelmauerwerk überbrückt worden; die Gewölbe und Unterbauten für die Eisenkonstruktion waren bereits damals zweigleisig ausgebaut worden. Beim Bau des zweiten Gleises während des Krieges waren die eisernen Überbauten für das zweite Gleis ähnlich den bestehenden Überbauten ausgeführt worden. Der Gleisabstand betrug 3,5 m. Eine Vorstellung der bestehenden Bauwerke geben Abb. 2 u. 3, die auch den Umbauvorgang andeuten, sowie Abb. 4 u. 5. Die älteren eisernen Überbauten sowie die Gewölbe waren den heutigen Verkehrslasten nicht entfernt mehr gewachsen und befanden sich außerdem in schlechtem baulichen Zustande; zudem gab die ganze Bauweise, auch der neuen Überbauten, zu Bedenken Anlaß. Man entschloß sich daher im Jahre 1928, die Brücken zu erneuern. Eine Verlegung der Strecke oder Beseitigung der ganzen Wasserkraftanlage erwies sich als nicht möglich, auch Vergrößerung des Gleisabstandes, um die Möglichkeit eingeleisiger, nebeneinanderliegender Überbauten zu schaffen, erwies sich als sehr schwierig und kostspielig. Eine Erneuerung unter Beibehaltung der alten Bauweise war selbstverständlich ausgeschlossen. Es blieb also nur die Wahl, entweder die Widerlager und seitlichen Gewölbe zu erneuern und schiefe zweigleisige stählerne Überbauten ohne Mittelstützen anzuordnen, oder aber die alten Überbauten samt den Gewölben zu beseitigen und durch weitgespannte Stahlüberbauten ohne Zwischenstützen zu ersetzen. Einmal die Rücksicht auf die leichtere Ausführbarkeit während des Be-

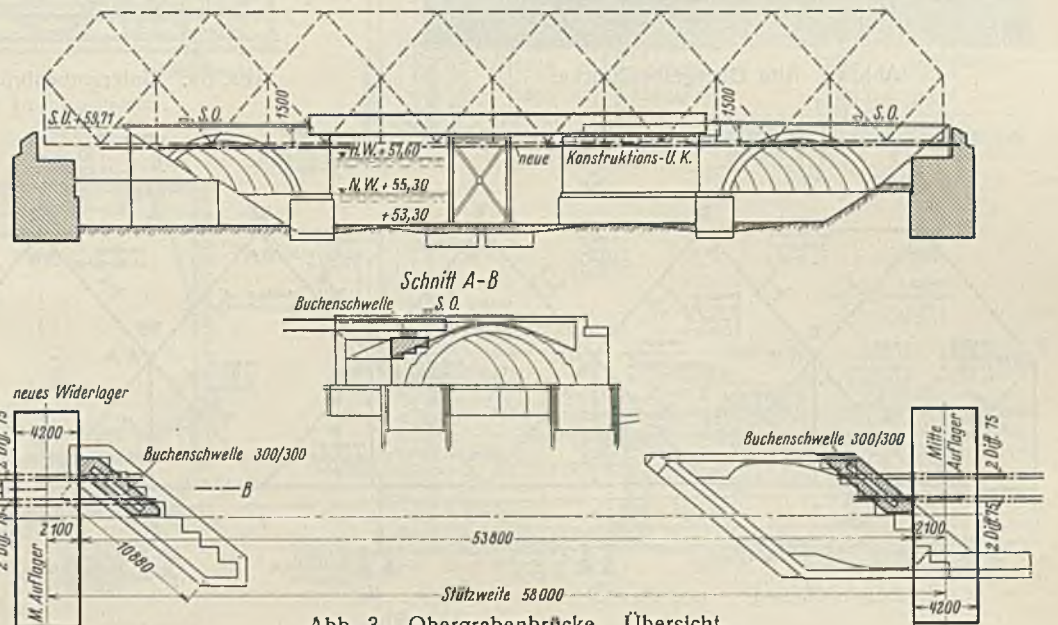


Abb. 3. Obergrabenbrücke. Übersicht.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1929, Heft 8, S. 117 bis 119.



an den Hilfsposten in den Kreuzungspunkten der Streben angreifen. Für diese lotrechten Kräfte ist das System auch ohne Hilfsstäbe oder steife Ecken im labilen Gleichgewicht; die steifen Ecken haben also nur die Aufgabe, schräge Lasten (Bremskräfte) aufzunehmen; sie sind also nur sehr gering beansprucht. Die Ausbildung dieser steifen Ecke bei der Obergrabenbrücke zeigt Abb. 8. Sämtliche hier zusammentreffenden Stäbe sind an das reichlich bemessene Knotenblech angeschlossen; durch um die Ecke geführte gebogene Winkelisen ist für sichere Aufnahme der Momente gesorgt, so daß der aus Auflagerpfosten und Anfangsstrebe gebildete, geknickte Stab  $O-I$  als starre Scheibe angesehen werden darf und damit die Stabilität des Fachwerks herbeiführt. Aus Symmetriegründen ist die entsprechende Ecke am andern Ende des Hauptträgers ebenso ausgebildet; das Fachwerk erhält dadurch eine erhöhte Steifigkeit; der Umstand, daß es nun strenggenommen einfach statisch unbestimmt

wird, spielt keine Rolle, da senkrechte Lasten die steifen Ecken nicht beanspruchen. Das Fachwerk kann also unbedenklich als statisch bestimmtes Fachwerk berechnet werden, bietet aber trotzdem die Vorteile statisch unbestimmter Fachwerke bezüglich der Möglichkeit etwaigen Kräfteausgleichs. Die steifen Ecken der Untergrabenbrücke sind ähnlich ausgebildet. Abb. 9 zeigt die Ausbildung des Knotenpunktes I der Obergrabenbrücke; auch hier ist durch ein reichlich bemessenes Knotenblech für guten Kräfteausgleich der hier zusammentreffenden Stäbe gesorgt. Von besonderem Interesse ist die Ausbildung der Strebenkreuzungspunkte. Da sich die aus Querträger und Hilfsposten gebildeten Halbrahmen mit ihren oberen Enden auf diese Punkte stützen, die Strebenkreuze also waagerechte Kräfte senkrecht zur Trägerebene hier aufzunehmen haben, mußten sowohl Zug- als auch Druckstreben in diesen Kreuzungspunkten

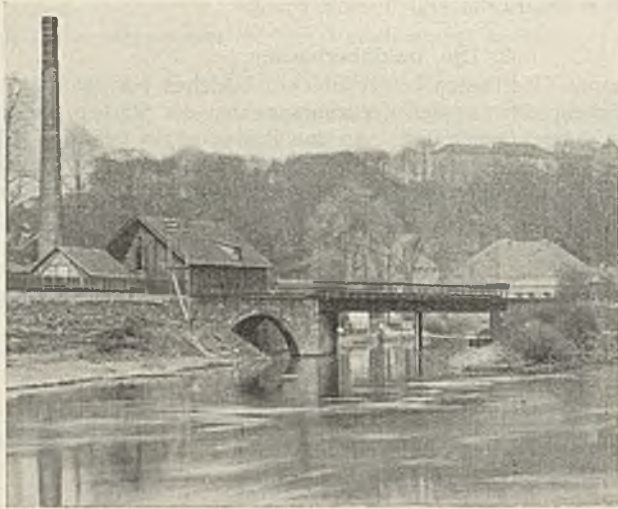


Abb. 4. Alte Untergrabenbrücke.



Abb. 5. Alte Obergrabenbrücke.

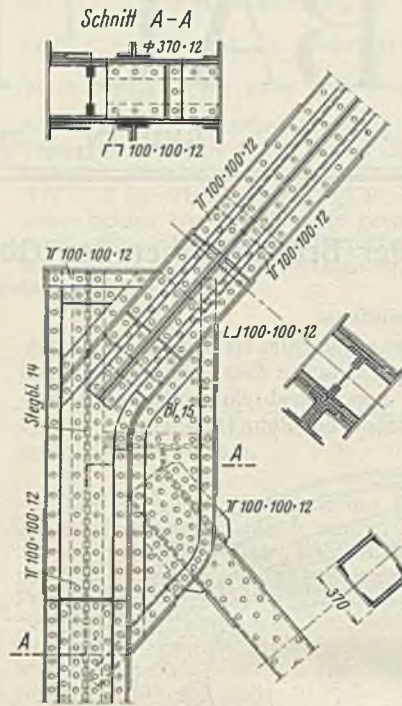


Abb. 8. Obergrabenbrücke. Punkt o.

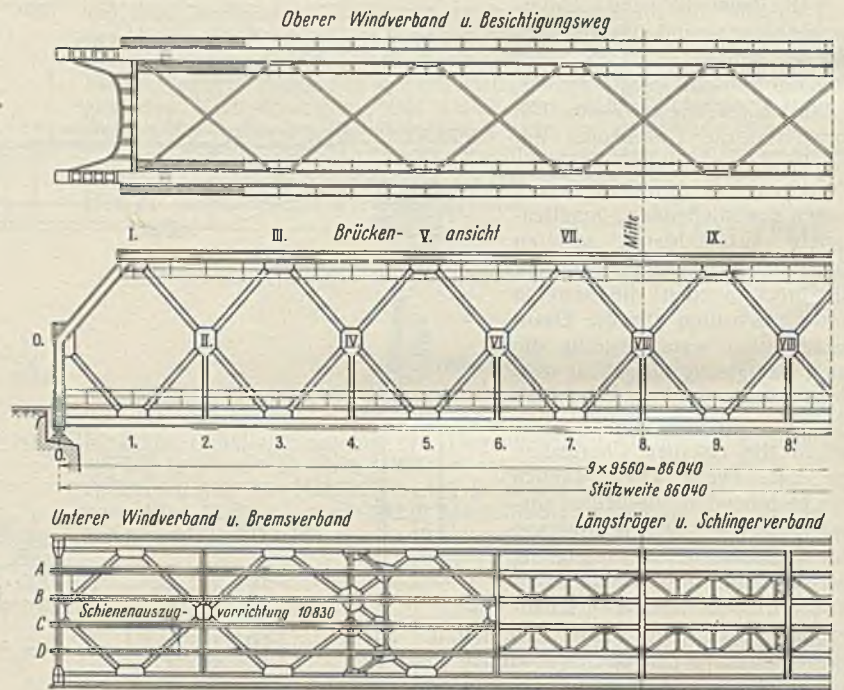


Abb. 6a. Untergrabenbrücke. Gesamtanordnung des Stahlüberbaues.

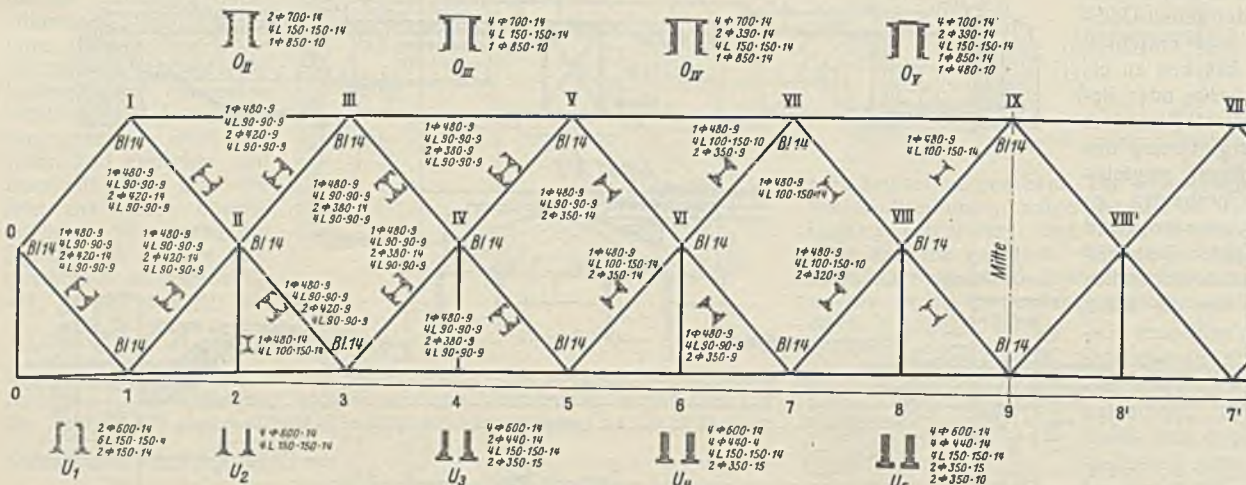


Abb. 6b.

biegungsstarr durchgeführt werden. Auf die Berechnung der hier auftretenden Kräfte und Beanspruchungen senkrecht zur Trägerebene soll später besonders eingegangen werden.

Bei der Untergrabenbrücke haben die Streben I-Form erhalten; deren Stege sind in ihrem Kreuzungspunkte durch Winkelisen verbunden; die Gurtwinkel und Lamellen sind an die Knotenbleche angeschlossen und werden im Bereich der Knotenbleche durch diese







anschlüsse sowie die Ausbildung der Querträger mit den Längsträgeranschlüssen. Die Längsträger sind mittels Lamellen, die durch die Stegbleche der Querträger hindurchgeführt sind, durchlaufend biegungs-

desem System die Druckstrebe stets in sehr wirksamer Weise durch die sie kreuzende Zugstrebe gestützt wird. Der Gang der Berechnung sei hier kurz wiedergegeben.

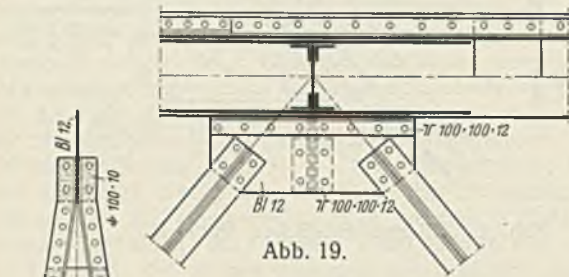


Abb. 19.

Obergrabenbrücke. Oberer Windverband.

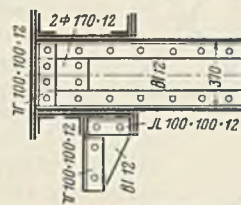


Abb. 18.

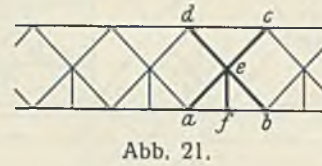


Abb. 21.

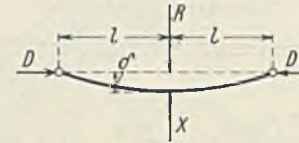


Abb. 22.

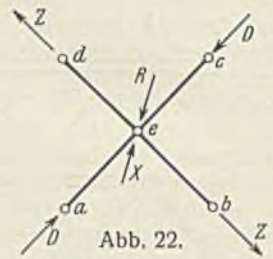


Abb. 23.

fest miteinander verbunden. Der obere Windverband ist bei beiden Brücken durch waagerechte, als Plattengelenke wirkende Knotenbleche an die Obergurtstäbe in deren Schwerpunkt angeschlossen (Abb. 18 u. 19). In den Punkten I werden die Auflagerkräfte der oberen Windverbände durch Portale in die Auflager der Hauptträger geleitet. Diese Portale, die im wesentlichen bei beiden Brücken gleichartig ausgebildet sind, liegen in den Ebenen der Stäbe 0—0 und 0—I und sind als zwei in

Bei Belastung des in *f* angeschlossenen Querträgers (Abb. 21) übt der Halbrahmen auf das Strebensystem eine von außen nach innen gerichtete, vorläufig unbekannte Kraft *R* aus (Abb. 22). Der Druckstab *a—c*, in *e* mit *R* belastet, ist in *e* elastisch durch den Zugstab *b—d* gestützt; der *R* entgegengesetzt gerichtete Stützendruck sei *X*. Die wirkliche waagerechte Verschiebung des Punktes *e*, nach innen positiv gerechnet, sei  $\delta$ . Dann ist die Durchbiegung der Druckstrebe (Abb. 23)

$$(1) \quad \delta = (R - X) \kappa,$$

$$(2) \quad \kappa = -\frac{a}{2D} \left( \frac{l}{a} - \operatorname{tg} \frac{l}{a} \right)^2,$$

wenn  $\sqrt{\frac{EJ}{D}} = a$  gesetzt wird.

Will man, wie bei der vorliegenden Berechnung geschehen, verschiedene Kräfte und Trägheitsmomente in den beiden Strebenhälften berücksichtigen, so ist genauer:

$$(2a) \quad \kappa = -\frac{1}{\frac{D_1}{l} + \frac{D_2}{l} + \frac{4}{l^2} \cdot \frac{1}{\frac{1}{D_1 l} (\gamma_1 \operatorname{ctg} \gamma_1 - 1) + \frac{1}{D_2 l} (\gamma_2 \operatorname{ctg} \gamma_2 - 1)}}$$

wobei

$$\gamma_1 = l \sqrt{\frac{D_1}{EJ_1}}; \quad \gamma_2 = l \sqrt{\frac{D_2}{EJ_2}}$$

Die Zugstrebe *b—d* ist nun als elastische Stütze aufzufassen, die mit *X* belastet ist (Abb. 24); sie erfährt dabei die Durchbiegung

$$(3) \quad \delta = X \nu,$$

$$(4) \quad \nu = \frac{a}{2Z} \left( \frac{l}{a} - 2 \operatorname{tg} \frac{l}{a} \right)^2$$

oder genauer, wenn man verschiedene Zugkräfte und Trägheitsmomente in den beiden Strebenhälften berücksichtigen will:

$$(4a) \quad \nu = \frac{1}{\frac{Z_1}{l} + \frac{Z_2}{l} + \frac{4}{l^2} \cdot \frac{1}{\frac{1}{Z_1 l} (\zeta_1 \operatorname{ctg} \zeta_1 - 1) + \frac{1}{Z_2 l} (\zeta_2 \operatorname{ctg} \zeta_2 - 1)}}$$

wobei

$$\gamma_1 = l \sqrt{\frac{Z_1}{EJ_1}}; \quad \gamma_2 = l \sqrt{\frac{Z_2}{EJ_2}}$$

Aus Gl. 1 u. 3 folgt:

$$(5) \quad (R - X) \kappa = X \nu$$

oder

$$(6) \quad X = R \cdot \frac{\kappa}{\nu + \kappa};$$

damit wird nach Gl. 3:

$$(7) \quad \delta = R \cdot \frac{\kappa \nu}{\nu + \kappa},$$

folglich ist die Durchbiegung, die das Strebenkreuz durch die Kraft „Eins“ erfährt:

$$(8) \quad \mu = \frac{\kappa \nu}{\nu + \kappa}.$$

Auf den Halbrahmen (Abb. 25) wirkt nun, von innen nach außen gerichtet, die Kraft *R*, außerdem die Querträgerlasten *P*.

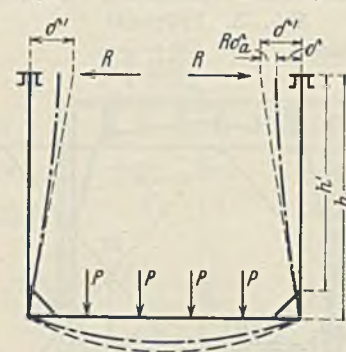


Abb. 25.

<sup>2)</sup> Ableitung in dem Aufsätze: Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung, Bautechn. 1927, Heft 51 ff.

<sup>3)</sup> Vgl. Ku1ka, Abstützung von Druckstreben, Bautechn. 1928, Heft 17 und 19.

<sup>4)</sup> Ableitung entsprechend der Ableitung von Gl. 2.

Zu Abb. 19.



Abb. 20.

Obergrabenbrücke. Oberer Portalrahmen.

den Punkten 0 gelenkig verbundene Halbrahmen berechnet. Den oberen Halbrahmen dieses Portales der Obergrabenbrücke zeigt Abb. 20. Das Stegblech des oberen Riegels ist zur Aufnahme der oberen Gurtwinkel und Lamellen unterhalb dieser Gurtwinkel geknickt, so daß die oberen Schenkel der Gurtwinkel und die Lamellen waagrecht liegen und einen guten Anschluß im Knotenpunkt I ermöglichen, indem sich die oberen Lamellen glatt an die oberen Lamellen des Obergurtstabes anlegen (vgl. Abb. 10).

Als Baustoff wurde für beide Brücken St 52, auch für die Niete, gewählt; nur die Geländer und der Besichtigungsteg der Untergrabenbrücke wurden aus St 37 hergestellt.

Das Gewicht der Stahlüberbauten beträgt

- für die Untergrabenbrücke 577 t St 52; 46 t St 37; 22 t Stg.
- für die Obergrabenbrücke 362 t St 52; 10 t St 37; 13 t Stg.

Die statische Berechnung der Hauptträger geschah nach dem in der Bautechn. 1929, Heft 8, S. 117 bis 119 angegebenen Verfahren, wozu hier noch einlges nachzutragen ist.

a) Zusatzbeanspruchungen in den Streben.

Die aus den Querträgern und den Hilfspfosten bestehenden Halbrahmen üben bei Belastung der Querträger waagerechte Kräfte in den Kreuzungspunkten der Streben senkrecht zur Hauptträgerebene aus, wodurch Streben und Pfosten zusätzliche Biegungsbeanspruchungen erfahren. Diese Zusatzbeanspruchungen wurden berücksichtigt, dabei aber gemäß BE III eine Beanspruchung von 2400 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen. Eine Verstärkung der Stabquerschnitte infolge dieser Zusatzspannungen erwies sich dabei nur bei einzelnen Streben der Obergrabenbrücke als erforderlich, da in



Unter Einwirkung dieser Lasten ist die Ausbiegung des Rahmens nach innen:

$$(9) \quad \delta = \delta' - R \delta_a,$$

wobei bedeutet:

$\delta'$  die Ausbiegung des Rahmens unter der Querträgerbelastung,  
 $\delta_a$  die Ausbiegung des Rahmens nach außen unter einer am oberen Ende waagrecht angreifenden Kraft „Eins“.

Aus Gl. 7 u. 9 folgt

$$(10) \quad \delta' - R \delta_a = R \cdot \frac{\nu \nu'}{\nu + \nu'},$$

und nach Gl. 8:

$$(11) \quad \delta' - R \delta_a = R \mu$$

$$(12) \quad R = \frac{\delta'}{\mu + \delta_a},$$

ferner nach Gl. 7 u. 8:

$$(13) \quad \delta = \frac{\mu \delta'}{\mu + \delta_a}.$$

Daraus ergeben sich folgende Biegemomente:

für den Pfosten (Abb. 25):

$$(14) \quad M_p = R h' = \frac{\delta' h'}{\mu + \delta_a},$$

für die Druckstrebe (Abb. 23):

$$(15) \quad M_d = (R - X) \frac{l}{2} + D \delta = R \left(1 - \frac{\mu}{\nu}\right) \frac{l}{2} + D \delta,$$

für die Zugstrebe:

$$(16) \quad M_z = X \cdot \frac{l}{2} - Z \delta = R \cdot \frac{\mu}{\nu} \cdot \frac{l}{2} - Z \delta.$$

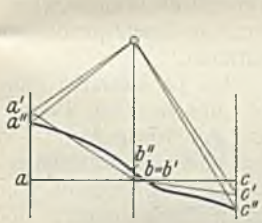


Abb. 27.

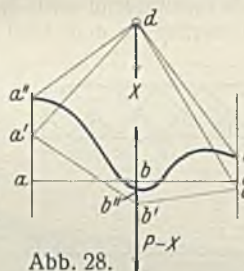


Abb. 28.

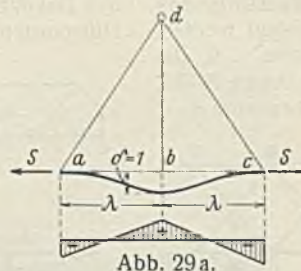


Abb. 29a.

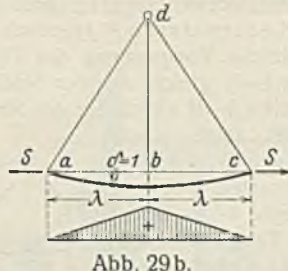


Abb. 29b.

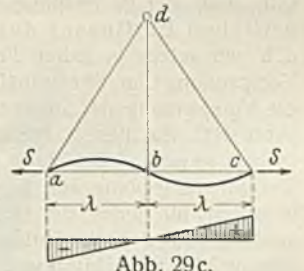


Abb. 29c.

Im allgemeinen hat die Zugstrebe  $b-d$  auf ihre ganze Länge die gleiche Zugkraft  $Z$  und die Druckstrebe  $a-c$  auf ihre ganze Länge die gleiche Druckkraft  $D$ , wobei  $D = -Z$ . Nur bei Belastung des in  $f$  angeschlossenen Querträgers hat der Pfosten diese Belastung als Zugkraft aufzunehmen, wodurch in der unteren Hälfte der Druckstrebe die Druckkraft vergrößert, in der unteren Hälfte der Zugstrebe die Zugkraft verkleinert wird. Wie später gezeigt werden soll, wird übrigens diese Querträgerbelastung nur zum Teil durch den Pfosten aufgenommen, während der andere, oft erhebliche Anteil durch den von  $a$  bis  $b$  biegefesten Untergurtstab aufgenommen wird und diesen auf Biegung beansprucht. Bei der vorliegenden Rechnung genügt es daher, unter Anwendung der Gleichungen 2 und 4 die größten, in den Streben auftretenden Druck- und Zugkräfte auf ihre ganze Länge anzunehmen, ebenso gleiches Trägheitsmoment. Es läßt sich dann die Anwendung der etwas umständlichen Gleichungen 2a und 4a vermeiden, ohne die Genauigkeit der Rechnung nennenswert zu beeinflussen.

Unter diesen Voraussetzungen läßt sich auch ein einfaches Kennzeichen für die Knicksicherheit der auf Zugstrebe und Pfosten gestützten Druckstrebe herleiten. Gl. 13 läßt sich auch schreiben:

$$\delta = \frac{\frac{\nu \times}{\nu + \times} \delta'}{\frac{\nu \times}{\nu + \times} + \delta_a}$$

oder

$$(17) \quad \delta = \frac{\nu \times \delta'}{\nu \times + (\nu + \times) \delta_a}.$$

Die Bedingung für das Ausknicken des Systems kann nur eintreten, wenn der Nenner der rechten Seite von Gl. 17 = 0 wird; also

$$(18) \quad -\nu \times = (\nu + \times) \delta_a.$$

Der Wert  $\nu = \left(\frac{l}{a} - \frac{\pi}{2}\right) \frac{a}{2Z}$  ist stets positiv, also kann die Bedingung von Gl. 18 nur erfüllt sein, wenn  $\times$  negativ und, absolut ge-

nommen, kleiner als  $\nu$  ist. Das bedeutet aber nach Gl. 2 u. 4, daß  $\text{tg} \frac{l}{a} > \frac{\pi}{2} \frac{l}{a}$  sein muß. Diese Bedingungen können, wie Abb. 26 zeigt, erst erfüllt sein, wenn  $\frac{l}{a}$  den Wert  $\frac{5}{4} \pi$  erreicht, also jedenfalls größer als  $\pi$  ist.

$$\text{Da nun aber } \frac{l}{a} = \pi \text{ oder } D = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot T J$$

die Knickbedingung für den Stab von der Länge  $l$  (halbe Strebenlänge) darstellt, so ist die Knicksicherheit des aus den beiden Streben und dem Halbrahmen gebildeten Systems größer als die der halben Druckstrebe allein.

Die Knicksicherheit ist also gewährleistet, wenn die Druckstrebe auf ihre halbe Länge sowohl in der Trägerebene als senkrecht dazu knick-sicher bemessen ist.

#### b) Zusatzspannungen im Untergurt infolge steifer Knotenpunkte.

Bei diesem System entstehen im Untergurt Zusatzspannungen dadurch, daß die Auflagerdrücke der an die Pfosten angeschlossenen Querträger nicht nur von den Pfosten, sondern zum Teil durch den biegefesten Untergurt aufgenommen werden. Dadurch entstehen im Untergurt Wellen, die wenn auch nicht bedenkliche, jedoch immerhin beachtenswerte Zusatzspannungen im Untergurt verursachen und dabei die Axialkraft der unteren Strebenhälften oft nicht unbeträchtlich ändern. Die übrigen in den Streben und im Obergurt entstehenden Nebenspannungen sind unbedeutend. Im Untergurt handelt es sich nicht um eigentliche Nebenspannungen, sondern um Zusatzspannungen, die unmittelbar durch Aufnahme eines Teiles der Belastung durch den biegefesten Untergurt

entstehen. Derartige Zusatzspannungen entstehen bei allen Fachwerken mit Querträgeraufhängung an Hilfspfosten, insbesondere auch beim Strebenfachwerk mit Hilfspfosten. Auch in unbelasteten Knoten können Zusatzspannungen dadurch entstehen, daß sich infolge der Fachwerkbelastung der Untergurtstab verlängert, die Druckstrebe sich verkürzt, die Zugstrebe sich verlängert, während der Pfosten seine Länge nach dem Verschiebungsplan nicht ändert. Infolgedessen ergibt ein Verschiebungsplan eine gegenseitige Lage der Untergurtnoten nach  $a'-b'-c'$  (Abb. 27). In Wirklichkeit aber nehmen die Punkte  $a, b, c$  infolge des Biegungswiderstandes der steifen Gurtung die Lage  $a'', b'', c''$  an; der Pfosten erhält dabei Druck, die Druckstrebe  $a-d$  eine Druckverminderung, die Zugstrebe  $c-d$  eine Zugvermehrung. Im belasteten Feld entsteht ein Gebilde etwa nach Abb. 28, wobei der Pfosten von der Belastung  $P$  den Anteil  $X$ , der biegefesten Untergurtstab den Anteil  $P-X$  aufnimmt. Man sieht an Abb. 27 u. 28 ohne weiteres, daß sich infolge der Steifigkeit des Gurtes in Wirklichkeit ein ganz anderer Verschiebungsplan ergibt, als der auf Grund der errechneten Hauptspannungen gezeichnete Verschiebungsplan.

Die Art der Wellenbildung ist im allgemeinen nicht bekannt, daher auch nicht ihr Einfluß auf die Lage der Punkte  $a, b, c$ . Sie übt aber nur einen Einfluß auf die Formänderungen der Pfosten und der unteren Strebenhälfte aus, und zwar so, daß die Formänderungsarbeit des Untergurtes, der unteren Strebenhälfte und der Pfosten zusammengenommen zu einem Kleinstwert wird. Die gegenseitige Einwirkung des biegefesten Untergurtes einerseits, der unteren Strebenhälften und Pfosten andererseits ist nun ganz abhängig von der Art der Wellenbildung bzw. vom spezifischen Biegungswiderstand des Untergurtes an seinen Verbindungsstellen mit den Streben und Pfosten.

Dieser spezifische Widerstand im Punkte  $c$  ist z. B. bei einer Wellenbildung nach Abb. 29a, wenn man den Einfluß der Zugkraft im Untergurt vernachlässigt,

$$(18a) \quad w = \frac{192 E J}{(2 \lambda)^3};$$

bei Wellenbildung nach Abb. 29b:

$$(18b) \quad w = \frac{48 E J}{(2 \lambda)^3};$$

(der erste Wert ist viermal so groß wie der zweite);

bei Wellenbildung nach Abb. 29c:

$$(18c) \quad w = 0.$$

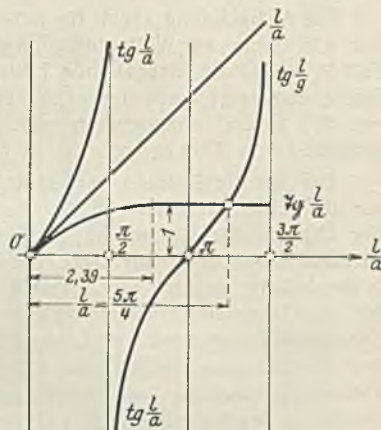


Abb. 26.

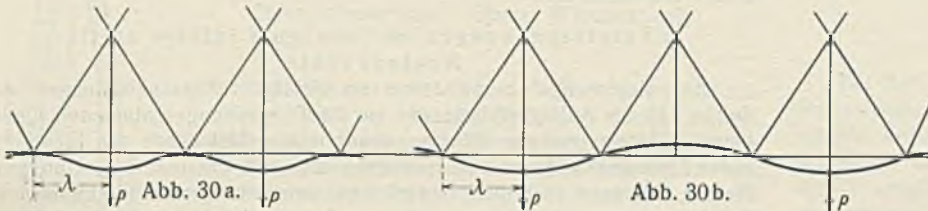


Der vom biegefesten Untergurt aufgenommene Anteil der Last  $P$  ist also im ersten Falle wesentlich größer als im zweiten, im dritten Falle nimmt der Pfosten die Last  $P$  allein auf, ohne den Gurt auf Biegung zu beanspruchen.

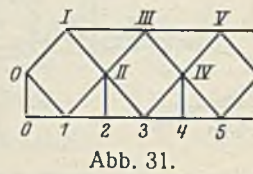
Wenn auch die Art der Wellenbildung im allgemeinen unbekannt ist, so genügt es doch, da bei einer Wellenbildung nach Abb. 29c die Biegebeanspruchung des Untergurtes offenbar gering ist, folgende beiden Grenzfälle zu untersuchen:

Fall 1: Alle Querträger sind vollbelastet; dann bilden sich Wellen nach Abb. 30a (der wichtigste Fall).

Fall 2: Querträger abwechselnd vollbelastet und unbelastet; dann bilden sich Wellen nach Abb. 30b (der Fall kann in Wirklichkeit kaum eintreten, er soll nur als Grenzfall dienen).



Wir können dann den Kleinstwert der Formänderungsarbeit für jedes Feld  $a-b-c-d$  für sich betrachten, da der gegenseitige Einfluß der Felder aufeinander unbedeutend ist. Da nun im folgenden der Einfluß der Last  $P$  (die auch  $=0$  sein kann) auf den biegefesten Untergurt, die Pfosten und die unteren Strebenhälften besonders untersucht werden soll, muß der Betrachtung das Fachwerk unter Ausschaltung des örtlichen Einflusses der Knotenlasten  $P$  zugrunde gelegt werden, d. h. wir setzen in jedem Felde die Vorspannung des Pfostens  $=0$ , die Vorspannung der Strebenhälfte I—II gleich der der Strebenhälfte II—III, die Vorspannung der Strebenhälfte 3—II gleich der der Strebenhälfte II—I (Abb. 31). Zu diesem Fachwerk zeichnen wir für die gewählte Belastung einen Williot'schen Verschiebungsplan, am bequemsten und genauesten für jedes der Dreiecke I—II—3 besonders, da uns die übrigen Teile des Fachwerkes hier nicht interessieren. Dabei ergebe sich beispielsweise für 1—2—3—II die punktiert gezeichnete Verschiebungsfigur nach Abb. 32; die lotrechte Abweichung des Punktes 2 von der Verbindungslinie 1'—3' nach unten bezeichnen wir mit  $+ \mathcal{L}_v$ . Ferner führen wir folgende Bezeichnungen ein:



- $\delta_v, \delta_1, \delta_2$ : die Verlängerungen des Pfostens  $V$ , der Strebe  $D_1$  und der Strebe  $D_2$  durch eine Kraft „Eins“;
- $\delta_g$ : die Durchbiegung des in 1—3 gelagerten, biegefesten Untergurtstabes unter der Last „Eins“ in 2;
- $X$ : die bei Belastung mit  $P$  in Punkt 2 im Pfosten erzeugte Kraft;
- $P-X$ : den von der biegefesten Gurtung aufgenommenen Anteil von  $P$ ;
- $S$ : die größte Zugkraft im Gurtstab 1—3.

Dann ist

$$(19) \quad \delta_v = \frac{1 s_v}{E F_v}; \quad \delta_1 = \frac{1 s_1}{E F_1}; \quad \delta_2 = \frac{1 s_2}{E F_2};$$

ferner für Wellenbildung nach Abb. 30a

$$(20a) \quad \delta_g = \frac{a}{S} \left[ \frac{\lambda}{2a} - \mathfrak{z}g \frac{\lambda}{2a} \right],$$

und für Wellenbildung nach Abb. 30b

$$(20b) \quad \delta_g = \frac{a}{2S} \left[ \frac{\lambda}{a} - \mathfrak{z}g \frac{\lambda}{a} \right],$$

wobei  $a = \sqrt{\frac{E J_g}{S}}$  ist.

Handelt es sich bei dem Gurtstab um einen Druckstab, so ist statt der Hyperbelfunktion die entsprechende Kreisfunktion zu setzen, und dem ganzen Wert das Vorzeichen Minus zu geben. Die Bedingungsgleichung für die durch Last  $P$  in 2 eintretende Verformung nach Abb. 33 findet man am einfachsten, indem man die Strecke  $c$  einmal durch die Verlängerung des Pfostens plus der halben Summe der lotrechten Komponenten der Verkürzungen der beiden Streben, und einmal durch die Durchbiegung des biegefesten Gurtstabes ausdrückt; dabei ergibt sich:

$$(21) \quad \mathcal{L}_v + X \delta_v + \frac{X}{4 \sin^2 \alpha} (\delta_1 + \delta_2) = (P-X) \delta_g$$

$$(22) \quad X = \frac{P \delta_g - \mathcal{L}_v}{\delta_v + \frac{1}{4 \sin^2 \alpha} (\delta_1 + \delta_2) + \delta_g};$$

daraus folgt

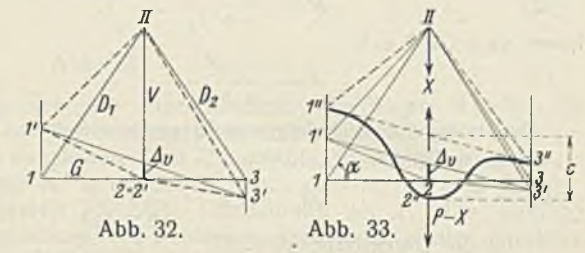
$$(22a) \quad P-X = \frac{P \left[ \delta_v + \frac{1}{4 \sin^2 \alpha} (\delta_1 + \delta_2) \right] + \mathcal{L}_v}{\delta_v + \frac{1}{4 \sin^2 \alpha} (\delta_1 + \delta_2) + \delta_g}$$

Das Biegemoment des Gurtstabes ist nun im Falle der Wellenbildung nach Abb. 30a

$$(23a) \quad M = \pm \frac{(P-X) \lambda}{4} \mp S(P-X) \delta_g$$

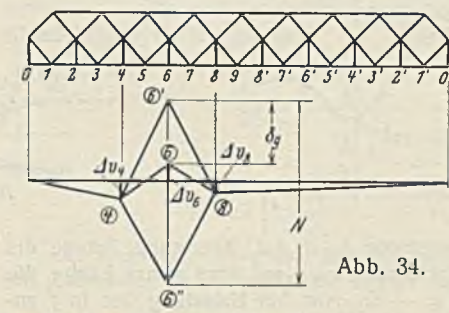
und im Falle der Wellenbildung nach Abb. 30b

$$(23b) \quad M = + (P-X) \left( \frac{\lambda}{2} - S \delta_g \right)$$



Zu beachten ist, daß infolge dieser Lastverteilung der örtliche Einfluß der Last  $P$  auf die Streben nicht, wie in der ursprünglichen Berechnung angenommen wird,  $\frac{P}{2 \sin \alpha}$ , sondern  $\frac{X}{2 \sin \alpha}$  ist; die Druckstrebe wird also entlastet, die Zugstrebe erhält eine Mehrbelastung.

Das Verfahren kann selbstredend auch auf das Strebenfachwerk mit Hilfspfosten angewandt werden, in dem auch derartige Zusatzspannungen auftreten.



Gl. 22 gestattet eine sehr übersichtliche Darstellung der Werte  $X, P-X$  und damit auch unmittelbar der Zusatzspannungen durch Einflußlinien. Sind beispielsweise die Zusatzspannungen für den Stab 5—6—7 der Untergrabenbrücke gesucht (Abb. 34), so läßt sich der Wert  $\mathcal{L}_v$  im Punkte 6 nacheinander für eine Last „Eins“ in den

einzelnen Lastpunkten des Fachwerkes durch Verschiebungspläne ermitteln, woraus sich die Einflußlinie  $0-4-6-8-10'$  für  $\mathcal{L}_v$  ergibt.

Sie verläuft zwischen den Punkten  $0-4$  und  $8-10'$  geradlinig. Zu dem im Punkte 6 sich ergebenden Werte von  $\mathcal{L}_v$  ist dann der Wert  $1 \delta_g$  zu addieren; dann ist  $0-4-6'-8-10'$  die Einflußlinie für  $X$  mit dem durch den Nenner  $N$  der Gl. 22 gegebenen Beiwerte. Ihre nach unten liegenden Ordinaten sind negativ. Die Ordinaten der Einflußlinie für  $P-X$  sind, solange der Punkt 6 unbelastet ist, also zwischen  $0-4$  und  $8-10'$  denen der Einflußlinie für  $X$  entgegengesetzt gleich; im Punkte 6 ist der Wert für  $X$  von  $N$  abzuziehen; so ergibt sich  $0-4-6''-8-10'$  als Einflußlinie für  $P-X$  und daraus nach Gl. 23a u. b die Einflußlinien für  $M$ . Ihre nach unten liegenden Ordinaten sind positiv.

Die Ausrechnung ergab für den Stab 5—6—7 eine Zusatzspannung von 416 kg/cm<sup>2</sup> für Wellenbild Fall 1 und von 313 kg/cm<sup>2</sup> für Wellenbild Fall 2, wobei die maßgebende Laststellung eine Mittelung dieser beiden Werte angezeigt erscheinen ließ, so daß die wirkliche Zusatzspannung mit 370 kg/cm<sup>2</sup> anzunehmen war; d. i. 17,5% der zulässigen Hauptspannung von 2100 kg/cm<sup>2</sup>.

Der für die Brücken verwendete hochwertige Baustahl St 52 wurde für die beiden Brücken von den Vereinigten Stahlwerken, und zwar von der Dortmunder Union, dem Hörder Verein und der Hütte Ruhrort-Meiderich bezogen; nur das Material für die Knotenbleche der Obergrabenbrücke stammt von den Mitteldeutschen Stahlwerken AG. Die bei der Dortmunder Union gelegentlich der Abnahme aufgenommenen Spannungs-Dehnungs-Linien zeigen sämtlich eine gut markierte Streckgrenze und eine wenn auch nicht sehr große, so doch hinreichende Dehnung innerhalb der Streckgrenze, die ein ausreichendes Arbeitsvermögen des Materials im plastischen Bereich innerhalb der Streckgrenze vermuten läßt.

### 3. Die Bauausführung.

Die Art der Bauausführung, die bei beiden Brücken im wesentlichen dieselbe war, soll im folgenden für die Untergrabenbrücke näher beschrieben und dabei auf einige Abweichungen beim Bau der Obergraben-



brücke nur kurz hingewiesen werden. Während der gleichzeitigen Bauausführung beider Brücken, die die Zeit von April bis Ende Oktober 1930 in Anspruch nahm, konnte das Gleis Essen Rüttenscheid—Steele Süd gesperrt und die Strecke eingleisig betrieben werden. Es wurden daher zunächst die eisernen Überbauten für dieses Gleis und die Gewölbemellen, soweit es mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit des anderen Gleises möglich war, abgebrochen. Hierauf wurden die Widerlager, und zwar unter dem noch im Betrieb stehenden Gleis im Schlitzverfahren, mit Ausnahme des Kammermauerwerks fertiggestellt (s. Abb. 2 u. 3). Die Auflagerbank der Widerlager hat eine Breite erhalten, die ihre Benutzung zur Aufnahme der Verschiebebahnen für den Einschlebungsvorgang gestattete und besondere Gerüstjoche hierfür entbehrlich machte. Eine Vergrößerung der erforderlichen Stützweite ist dadurch nicht eingetreten, da diese lediglich durch die Lage der Fundamentvorderkante und den zweckmäßigen Abstand der Auflagerpunkte von dieser bedingt war. Die

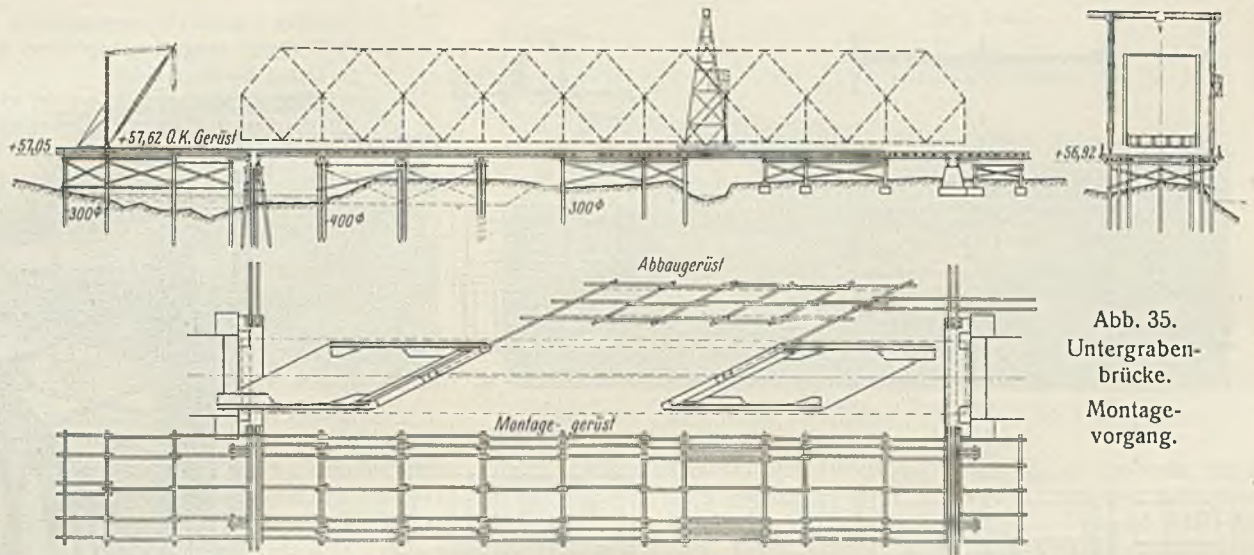


Abb. 35. Untergrabenbrücke. Montagevorgang.

Überbauten wurden nun auf festen Gerüsten südlich der Widerlager zusammengebaut (Abb. 35), die auch die Verschiebebahnen südlich der Widerlager aufzunehmen hatten, während im Bereich der Widerlager selbst diese die Verschiebebahn unmittelbar aufnehmen. Den Montagevorgang erläutern Abb. 36 u. 37 (Untergrabenbrücke) sowie Abb. 38 (Obergrabenbrücke). In beiden Fällen diente ein eiserner Schwenkmast zum Abladen der auf Eisenbahnwagen hingeführten Stahlteile und ein die ganze Brücke

Überbauten wurden nun auf festen Gerüsten südlich der Widerlager zusammengebaut (Abb. 35), die auch die Verschiebebahnen südlich der Widerlager aufzunehmen hatten, während im Bereich der Widerlager selbst diese die Verschiebebahn unmittelbar aufnehmen. Den Montagevorgang erläutern Abb. 36 u. 37 (Untergrabenbrücke) sowie Abb. 38 (Obergrabenbrücke). In beiden Fällen diente ein eiserner Schwenkmast zum Abladen der auf Eisenbahnwagen hingeführten Stahlteile und ein die ganze Brücke

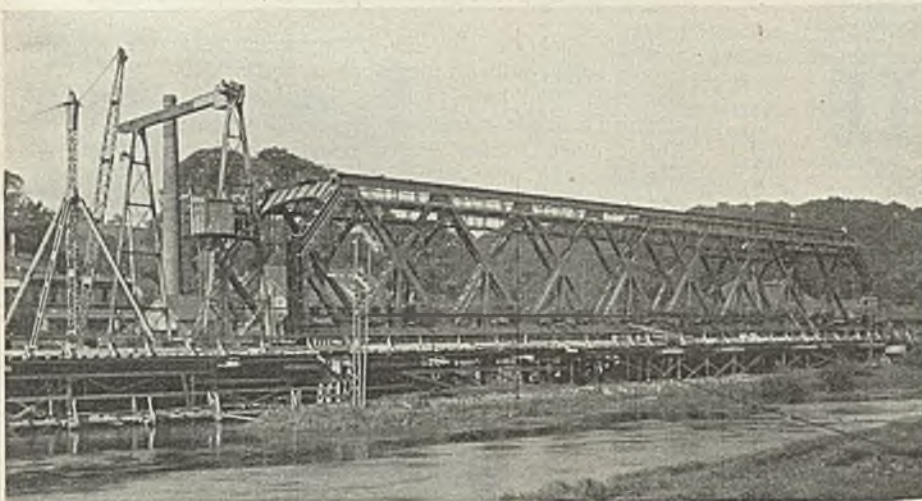


Abb. 36. Untergrabenbrücke. Montagevorgang.



Abb. 38. Obergrabenbrücke. Montagevorgang.



Abb. 37. Untergrabenbrücke. Montagevorgang.

bestreichender, in der Richtung der Brückenachse beweglicher Portalkran zu deren Einbau. Die Nietarbeit, die mit durch je eine besondere Preßluftanlage betriebenen Preßluftnietmännern ausgeführt wurde, hat auch bei der vorgesehenen Verwendung von Nieten aus St 52 keine Schwierigkeiten bereitet, allerdings erwies es sich als erforderlich, scharf darauf zu achten, daß der Setzkopf der Niete stärker erwärmt wurde als das Ende des Nietenchaftes, wie dies durch eine besondere Vorschrift der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft seit einiger Zeit allgemein angeordnet ist. Dagegen haben in der Werkstatt vor Bestehen dieser Vorschrift geschlagene Nieten aus St 52 bei der endgültigen, sorgfältigen Nachprüfung auf der Baustelle sich teilweise als nicht einwandfrei erwiesen und mußten ausgewechselt werden, wobei sich stets nicht ausreichende Stauchung in der Nähe des Setzkopfes als Ursache der Fehlnietung erwies.

Der Auswechslungsvorgang machte eine längere Unterbrechung auch des während der Montage in Betrieb gehaltenen Gleises Steele Süd—Essen Rüttenscheid erforderlich, und zwar von Sonnabend, den 18. Oktober, 23 Uhr bis Montag, den 20. Oktober, 15 Uhr, da der Abbruch der Gewölbe und die Beseitigung erheblicher Bodenmassen erhebliche Zeit in Anspruch nahmen. Während dieser Zeit wurden die Güterzüge umgeleitet und der Personenverkehr durch Beförderung der Fahrgäste und des Gepäcks mittels Kraftwagen von Essen Rellinghausen nach Steele Süd aufrechterhalten. Die schiefen eisernen Überbauten wurden in schräger Richtung auf ein



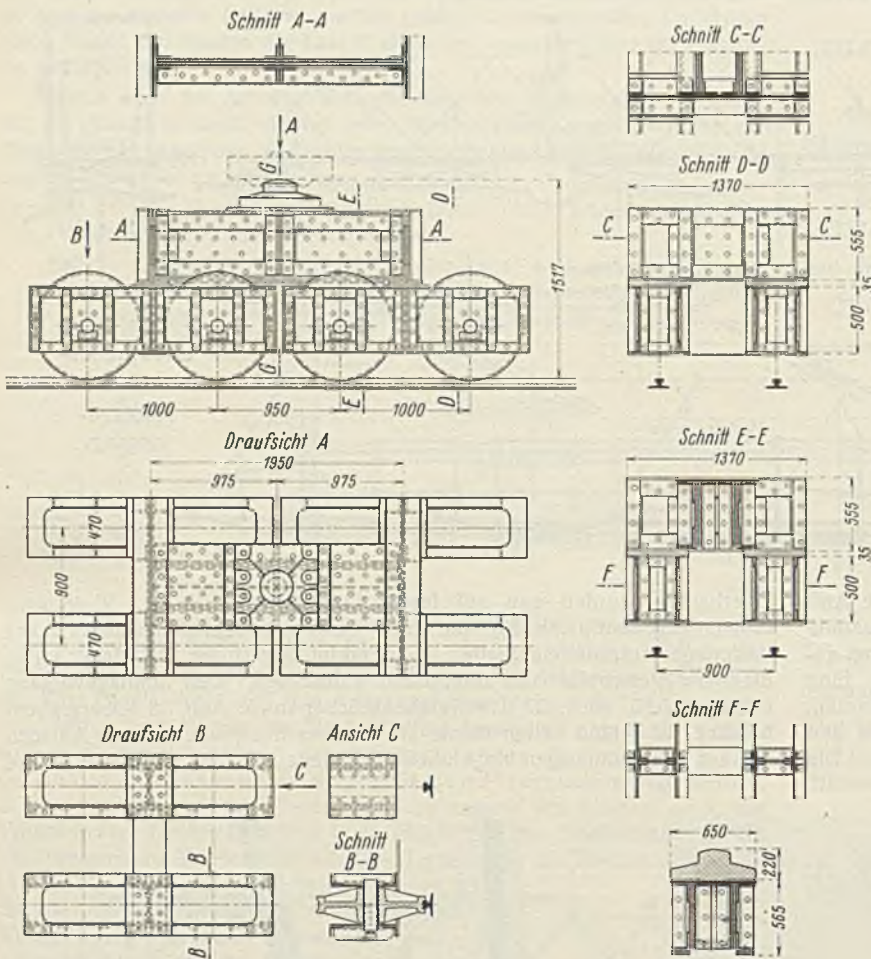


Abb. 39. Verschiebewagen für die Untergrabenbrücke.

besonderes Abbaugerüst (Abb. 35) ausgefahren, um später auf diesem abmontiert zu werden. Der Abbruch der Gewölbe wurde durch eingesetzte Sprengschüsse vorbereitet, die leider, insbesondere bei den größeren Gewölben der Untergrabenbrücke, nur geringe Wirkung hatten, so daß diese im wesentlichen durch Durchmeißelung der einzelnen Gewölbemellen seitwärts vom Scheitel mit Hilfe von Preßluftwerkzeugen bezwungen werden mußten, eine Arbeit, die bei den durch die Sprengschüsse in ihrer Tragfähigkeit beeinträchtigten Gewölbemellen und

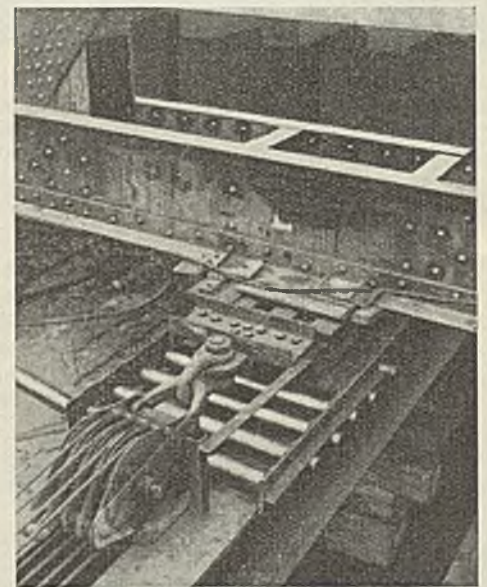
Überbau bis an sie heranzufahren und sie von diesem aus mit Preßluftwerkzeugen anzugreifen, was dann in wenigen Minuten zu ihrem Einsturz führte.

Von besonderem Interesse ist die Einschlebung der neuen Überbauten auf ihren vorher verlegten und bereits erwähnten



Abb. 41. Untergrabenbrücke mit Verschiebewagen.

Verschiebebahnen. Bei der Untergrabenbrücke, die mit den bereits aufgetragenen Brückenbalken und Schienen ein Gewicht von etwa 700 t hatte, wurden besondere, auf je zwei Laufschienen laufende, vierachsige Verschiebewagen benutzt (Abb. 39). Auf je einen solcher Wagen stützte sich der Untergurt des Überbaues an allen vier Ecken in der Nähe der Auflager. Der Angriff der erheblichen Auflagerkräfte seitlich des Endpostens hätte rechnerisch zu bedenklichen Beanspruchungen der steifen Ecken (Abb. 8) geführt, weshalb es nötig wurde, während der Montage einen Hilfsstab zwischen den Knotenpunkten  $\sigma$  und  $\text{II}$  einzubauen, der nach beendeter Montage entfernt wurde. Die zum Verschieben fertige Brücke zeigen die Abb. 40 u. 41; auf letzterer sind auch die Verschiebewagen sichtbar. Zum Verschieben selbst waren elektrisch betriebene Winden angeordnet, die ein schnelles Abwickeln des eigentlichen Verschiebevorganges gewährleisten. Der Verschiebevorgang selbst, bei dem der Überbau einen Weg

Abb. 40. Untergrabenbrücke.  
Zum Einschleiben fertig.Abb. 42. Obergrabenbrücke.  
Verschiebevorrichtung.

wegen ihrer dadurch bedingten schweren Zugänglichkeit von gesicherten Standpunkten aus große Sorgfalt erforderte und die Zeit von Sonntag 10 bis 18,30 Uhr in Anspruch nahm. Bei einer letzten, noch besonders widerstandsfähigen, aber doch als Standpunkt nicht als sicher anzusehenden Gewölbemelle der Untergrabenbrücke blieb schließlich zur Schaffung eines gesicherten Standpunktes nichts anderes übrig, als mit dem neuen

von 13 m zurückzulegen hatte, hat nur 20 min in Anspruch genommen, wobei die erwähnte Unterbrechung der Verschiebung zwecks Beseitigung der letzten Gewölbemelle von etwa einer Viertelstunde nicht mitgerechnet ist. Schwieriger und zeitraubender gestaltete sich das Absenken des Überbaues in die Auflager um etwa 60 cm; dieses Maß ist durch die Höhe der Verschiebewagen bedingt.





Abb. 43. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Obergraben.



Abb. 44. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Untergraben.

Abweichend von diesem Verschiebungsvorgang war bei dem leichteren Überbau der Obergrabenbrücke (einschl. der aufgebrachten Brückenbalken und Schienen etwa 400 t) die Verschiebung ohne eigentliche Verschiebewagen mittels Walzen und einfacher Handwinden vorgesehen. Abb. 42 zeigt diese Vorrichtung. Der Verschiebeweg, der auch hier etwa 13 m betrug, wurde in 60 min zurückgelegt. Wegen der niedriger gehaltenen Verschiebevorrichtung war hier nur ein Absenken von 30 cm erforderlich, eine Arbeit, die bei der leichten Brücke nur kurze Zeit in Anspruch nahm, so daß die Obergrabenbrücke bereits Sonntag 13 Uhr fertig in ihren Lagern stand. Der Einbau eines Hilfsstabes während der Montage erwies sich bei diesem Überbau als nicht erforderlich.

durch Zusammenpressen der Holzstapel entstehen, die mit der Höhe dieser Stapel erheblich wachsen; auch ist fast stets mit dem zeitweisen Versagen der einen oder anderen Vorrichtung, der Pumpen oder der Pressen, zu rechnen, deren Auswechslung beim Versagen viel Zeit in Anspruch nimmt. So gingen auch hier während der Nacht von Sonntag auf Montag reichlich zwei Stunden durch die notwendig gewordene Auswechslung einer 300-t-Pressen verloren, so daß der Überbau, mit dessen Absenken nach Wegräumung der letzten Hindernisse Sonntag 21 Uhr begonnen werden konnte, erst Montag gegen 6 Uhr in seine Lager gebracht werden konnte.

Abb. 43 u. 44 sowie 45 u. 46 zeigen die beiden fertigen Brücken.

Die beiden verschiedenen Verfahren der Einschlebung, die ich beide auch anderweitig wiederholt angewendet habe, haben sich bei diesen Ausführungen durchaus bewährt; jede hat aber ihre Vorzüge und Nachteile. Der bei der Untergrabenbrücke angewendete Verschiebewagen bietet bei sorgfältiger Ausführung des Wagens und der Verschiebebahnen große Sicherheit, die auch die hier ausgeführte, sehr schnelle Verschiebung mittels elektrischer Winden gestattet, hat aber den Nachteil, daß die Wagen ziemlich hoch werden und ein späteres Absenken der Brücke um

Die bei der — allerdings wesentlich leichteren — Obergrabenbrücke vorgenommene Verschiebung auf Walzen hat den großen Vorteil, daß die Verschiebeeinrichtung nur geringe Höhe beansprucht und das langwierige Absenken auf ein geringes Maß beschränkt; auch ist der Reibungswiderstand bei einer solchen Vorrichtung erheblich geringer als bei Verschiebewagen. Ich möchte diesem Verfahren im allgemeinen den Vorzug geben; es bedingt aber sehr sorgfältige Beobachtung der Lage während des Verschiebens und beim Auswechseln der Walzen; dann läßt sich aber die Bewegung der Brücke während der Verschiebung leicht regeln. Eine schnelle Bewegung des Überbaues durch elektrische Winden u. dgl. ist bei dieser Vorrichtung natürlich ausgeschlossen.

Die Maurerarbeiten einschl. der Abbrucharbeiten waren für die Untergrabenbrücke der Firma Kufus in Essen, für die Obergrabenbrücke der Firma Gottlieb Tesch, Zweigniederlassung

Essen, übertragen. Der Stahlüberbau für die Untergrabenbrücke wurde von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, der für die Obergrabenbrücke von der Firma H. C. E. Eggers, Hamburg, ausgeführt. Den genannten Brückenbauanstalten lag auch die eingehende Durcharbeitung der von der Reichsbahndirektion Essen aufgestellten allgemeinen Entwürfe ob.



Abb. 45. Untergrabenbrücke. Durchsicht.



Abb. 46. Obergrabenbrücke. Durchsicht.

ein beträchtliches Maß nötig machen. Dieses Absenken ist bei derartigen schweren Überbauten stets mit großen Schwierigkeiten verbunden und nimmt auch bei sorgfältiger Vorbereitung geraume Zeit in Anspruch, die sich nur sehr unsicher vorher bestimmen läßt, da bei dem wiederholt erforderlichen Umsetzen der Pressen stets nennenswerte Hubverluste



## Die Einwirkung eines Stauwehres auf einen geschiebeführenden Fluß.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Iwan Schreyer, Regierungsbaurat I. Kl. am Bayer. Straßen- und Flußbauamt Rosenheim.

Der Einbau eines Stauwehres in den Innfluß durch das Innwerk (Bayerische Aluminium-AG. in Töging a. Inn) gab Anlaß, den Gedanken, die Einwirkung dieses Wehres auf den geschiebeführenden Fluß planmäßig zu beobachten und wissenschaftlich zu verwerten, in die Praxis umzusetzen. Im Sommer 1922 waren die Bauarbeiten des Innwerkes — zur Zeit wohl eines der größten Wasserkraftwerke in Mittel-Europa — im vollen Gange, das Stauwehr war bereits nahezu fertiggestellt. Es dürfte zweckmäßig sein, daß sich der Leser mit der Anlage des Innwerkes wenigstens in den Grundzügen vertraut macht, damit ihm die nachfolgenden Ausführungen verständlicher werden<sup>1)</sup>.

Zum Verständnis der weiteren Untersuchungen sollen in Kürze die geologischen und hydrologischen Verhältnisse des Innflusses geschildert werden. Der Inn entspringt bekanntlich am äußersten Ende des Oberengadins im Kanton Graubünden in der Schweiz aus dem Silser See. In seiner oberen Lage erstreckt sich sein Flußgebiet über weite Teile der Tiroler, Bayerischen und Salzburger Alpen. Die Wasserscheiden dieses Gebietes liegen meist 2000 bis 3000 m hoch, erreichen aber auch Höhen bis zu 4050 m über dem Meeresspiegel. Der Innfluß trennt zunächst das Urgebirge der Alpen, durchbricht sodann die nördlichen Kalkalpen und öffnet sich 18 km oberhalb Rosenheim einen Weg zur Ebene. Diese liegt 477 m über dem Meer, während die nahen Höhen des Randgebirges noch auf 1400 m ansteigen. Unterhalb Rosenheim durchfließt der Inn den Boden des urzeitigen Rosenheimer Sees und durchbricht dann die Moränen des ehemaligen Inngletschers. In zahlreichen Krümmungen windet sich der Inn nun durch eine ausgeprägte Talflächenlandschaft, die der frühere Urstrom des Inns in den Schotterablagerungen der Gletscher-Schmelzzeit selbst geschaffen hat. Das heutige Innbett hat sich bis in den Untergrund dieser Schotterablagerungen, den tertiären Flinz, eingegraben, der zugleich der Grundwasserträger des breiten Innlaes ist.

Das Einzugsgebiet des Inns oberhalb Jettenbach, der Wehrstelle des Innwerkes, beträgt 12 300 km<sup>2</sup>. Die Wasserführung des Inns während der Sommerzeit ist durchschnittlich 800 bis 1000 m<sup>3</sup>/sek, im Winter geht die Wassermenge bis auf 80 m<sup>3</sup>/sek zurück; das Hochwasser vom 13. September 1899, das für den Inn das bekannte höchste Hochwasser ist, ist zu 2660 m<sup>3</sup>/sek ermittelt worden. Die Wehranlage ist für eine Abflussumenge von 4000 m<sup>3</sup>/sek berechnet.

Das Geschiebe des Flusses besteht zumeist aus Gestein des Urgebirges, sodann aus Kalk, zu einem kleinen Teil aus Buntsandstein und stammt fast ausschließlich aus dem Alpengebiet. Im Voralpen- (Moränen-) und Schottergebiet entführt der Fluß infolge der Verbauungen der Seiten- (Wild-) Bäche wenig Geschiebe. Die Veränderlichkeit der Flußsohle und der Lage der Kiesbänke beweisen die fortwährende Geschiebedurchfuhr. Das Geschiebe zeigt an der Wehrstelle des Innwerkes noch Ausmaße bis zu 15 cm Korngröße. Ein Vielfaches der Menge des bewegten Geschiebes ist die Menge an durchgeführten Schwebestoffen, wodurch das Innwasser im Sommer die bekannte staubfarbige Trübung erleidet. Diese Trübung, daneben dann die Mitführung von Holz und anderem Treibzeug, sind die bezeichnenden Begleiterscheinungen steigenden Wasserstandes bei größerer Wasserführung.

Es war vorauszusehen, daß der Einbau des Stauwehres auf die Geschiebeführung des Flusses von einschneidender Wirkung werden muß. Das Wehr ist als Schützenwehr ausgebildet, die Oberkante der Schützen ist in die Höhenlage der höchsten Hochwässer des ungestauten Flusses gelegt (Normalstau). Durch die hohe Lage des Normalstaus ergibt sich die starke Einwirkung auf die Art der Geschiebeführung des ungestauten Flusses, also oberhalb der Staugrenze. Die Zeit, für die der Fluß durch Ziehen der Schützen freigegeben ist, wird mit Rücksicht auf den Werkbetrieb (Haltung des Normalstaus) wesentlich gekürzt gegenüber den Tagen mit Geschiebeführung im freien Fluß. Durch das hohe Wehr ist

<sup>1)</sup> Hierzu kann dienen der Sonderdruck aus der Zeitschrift „Die Wasserkraft“ 1924, Heft 22: „Die Wasserkraftanlage des Innwerkes, Bayerische Aluminium-AG.“ von Baudirektor F. Kennerknecht (Verlag Richard Pflaum AG., München, Herrenstr. 10). Dort findet sich in gedrängter Kürze das Wissenswerteste über die gesamten Bauanlagen des Innwerkes; leider reicht der Lageplan des Innflusses nur auf eine Länge von etwa 13 km oberhalb des Stauwehres, immerhin gibt der unter dem Lageplan dargestellte Längenschnitt ein gutes Bild von den Verhältnissen.

ein weites Staubecken entstanden, das größeres Geschiebe zunächst im allgemeinen im Staubecken, sodann von der Staugrenze aufwärts im oberen Teil des Staubeckens liegen läßt.

Über die absoluten Geschlebmengen in einem Flusse liegen bisher nur wenig Angaben vor. Die Geschlebmenge, die der Inn jährlich durch seinen Schlauch fortbewegt, wird in roher Annäherung bei Kufstein zu etwa 300 000 m<sup>3</sup> geschätzt. Wichtiger erscheint jedoch, die Veränderungen in der Flußsohle infolge Einbaues des Wehres sowohl oberhalb als unterhalb (in der Entnahmestrecke) der Wehrstelle, endlich in der Strecke unterhalb der Einmündung des Unterwasserkanals des Innwerkes, wo also dem Flusse wieder seine volle Wassermenge zugeführt war, planmäßig zu ermitteln.

Zu Beginn der Arbeit im Jahre 1922 standen lediglich eine Reihe von Querschnitten (durchschnittlich alle 440 m Flußlänge je ein Querschnitt), mehrere Wasserspiegel-Festlegungen sowie eine Flußsohlenpeilung im Stromstrich zur Verfügung.

Die Wehrachse liegt in Inn-km 127,965. Die Fluß-Kilometrierung nimmt in der Richtung des fließenden Wassers ab (der Nullpunkt des Innflusses liegt an der Mündung des Inns in die Donau bei Passau). Als „Staugebiet“ wurde — nach der rechnerischen Ermittlung — eine Flußstrecke von etwa 8,4 km Länge oberhalb der Wehrstelle bezeichnet, die also bei km 136,4 endet.

Der Unterwasserkanal mündet wieder in das Mutterbett bei km 96,550 ein.

Daß auf Querschnittaufnahmen in solch großen gegenseitigen Entfernungen, wie oben angegeben ist, keine Rechnung genügend gestützt werden kann, wurde bald erkannt. Mit dem Innwerk war inzwischen vereinbart worden, daß alljährlich nach Ablauf der Sommerhochwässer gemeinsam die notwendigen Querschnitte im Inn ober- und unterhalb der Wehrstelle aufgenommen werden sollten, um hieraus Rückschlüsse auf die Veränderungen der Flußsohle und die Geschiebebewegungen ableiten zu können.

Es wurde daher versucht, im Januar 1923 die bisherigen Aufnahmen planmäßig gemeinsam mit dem Innwerk zu wiederholen. Die bisher aufgenommenen Querschnitte waren in der Natur nur durch Pflöcke festgelegt; die meisten dieser Pflöcke waren aber inzwischen abhanden gekommen; ein Teil der durch Betonsteine festgelegten Fixpunkte mit eisernen Höhenbolzen war an Steilhängen durch Uferabriss verloren gegangen. Es bestand daher wenig Hoffnung, die gleichen Aufnahmestellen für die Querschnitte wie bei den ersten Aufnahmen aufzufinden. Diese Vermutung bestätigte sich beim Auftragen der Querschnitte. Kaum die Hälfte der Querschnitte aus den Vorjahren stimmt überein, das Ergebnis der mittleren Sohlenhöhen ist so zweifelhaft, daß sämtliche früheren Aufnahmen nur mit Vorsicht bei den weiteren Untersuchungen verwertet werden können.

Oberhalb der Wehrstelle wurden nun zwischen Inn-km 128,0 und 140,841 im ganzen 119 Querschnitte aufgenommen, also auf 12,841 km Länge im Mittel alle 108 m je ein Querschnitt; unterhalb der Wehrstelle wurden zwischen Inn-km 128,0 und 94,8 im ganzen 159 Querschnitte aufgenommen, also auf 33,200 km Länge im Mittel alle 209 m je ein Querschnitt, demnach im ganzen 278 Querschnitte auf 46,041 km Länge.

Die mittleren Sohlenhöhen wurden nach den Anweisungen der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde berechnet und aufgetragen<sup>2)</sup>.

Auf Grund der Erfahrungen bei den früheren Aufnahmen wurden die aufzunehmenden Querschnitte in der Natur durch Betonsteine (mit einbetonierten Eisendübeln im Kopfe) versichert, deren Höhenlage auf bestehende Festpunkte festgelegt. Diese Versteinerung und deren Erhaltung ist wichtig, um tatsächlich in jedem Jahre die Querschnitte an gleicher Stelle erfassen zu können.

Bis zur Inbetriebnahme des Innwerkes wurden ferner oberhalb der Wehrstelle zahlreiche Wasserspiegel-Festlegungen bei den verschiedensten Wasserständen durchgeführt, um später die Ergebnisse der rechnerisch

<sup>2)</sup> Vgl. den Sonderdruck aus der Bautechn. 1926, Heft 47 u. 49: „Die Bestimmung von Flußbettveränderungen“ von Ferdinand Düll. Dort ist das Verfahren für die Behandlung der Aufnahmen und deren Verarbeitung an Beispielen erläutert.





Abb. 1.



Abb. 3.

ermittelten Stauweiten bei den verschiedenen Wasserständen mit den tatsächlich sich einstellenden Stauweiten vergleichen zu können.

Ende November 1923 begann das Innwerk mit seinen Stauversuchen. Der dauernde Stau kann ab Ende März 1924 angenommen werden. Von diesem Zeitpunkte an kann das Stauwehr als wirkend gelten.



Abb. 2.

Die äußere Wirkung des Stauwehres oberhalb der Wehrstelle macht sich durch die allmählich abnehmende Wasser-Geschwindigkeit bemerkbar, die kurz oberhalb des Wehres nahezu aufgehoben erscheint. Diese an und für sich selbstverständliche Wirkung ist ohne Bedeutung vom Früh-

jahr bis zum Herbst, gibt aber im Winter Anlaß zur schnelleren Eisbildung. Indessen war die Eisstoßbildung im Inn vor Errichtung des Wehres durchaus keine seltene Erscheinung. So setzte der Winter 1899/1900 einen Eisstoß an, der von Inn-km 117 bei Guttenburg (11 km unterhalb der jetzigen Wehrstelle) bis km 166 bei Attel, also auf eine Länge von 49 km reichte. Nach den Aufzeichnungen des Straßen- und Flußbauamtes Rosenheim bildeten sich seit 1830 im Inn durchschnittlich alle 2,7 Jahre Eisstöße, die aber sämtlich ohne nennenswerte Schäden abgingen.

In dem außergewöhnlich kalten Winter 1928/29, der Temperaturen bis zu  $-33^{\circ}\text{C}$  verzeichnete, hatte das Innwerk selbst einen eingehenden Eisbeobachtungsdienst eingerichtet, der die Beobachtungen am Wehr, im Staugebiet und oberhalb des letzteren sowie im Bereich des Unterwasserkanals und im Kraftwerk umfaßte. Der Inn war in jenem Winter mit einer Eisdecke von 73,6 km Länge bedeckt, und zwar von km 128 (Wehrstelle) bis km 201,6 (oberhalb der Straßenbrücke bei Nußdorf). Eisstärken von 2 m wurden gemessen. Der Abbau des Eises vollzog sich jedoch schnell und verhältnismäßig ungefährlich.

Ursprünglich war beabsichtigt, das Eis in Bewegung zu halten und über die Wehrschützen abzulassen. Die bisherigen Erfahrungen haben aber gezeigt, daß das nicht vorteilhaft ist, so daß die Eisdecke erhalten und das Wasser unter der Eisdecke in den Werkkanal geleitet wird. Jedoch sind die Erfahrungen über die Eisverhältnisse bis jetzt noch zu kurz, um ein abschließendes Urteil zu ermöglichen.

Deutlicher sichtbar ist die Einwirkung des Wehres auf die unterhalb liegende Entnahmestrecke in den Zeiten, in denen der Inn höchstens die Wassermenge führt, die das Innwerk zur Verarbeitung benötigt. Da, wo früher die Wellen des Flusses geheimnisvolle Worte von der Ewigkeit des Flußlaufes rauschten, windet sich jetzt ein stellenweise nur 5 m breiter seichter Bach durch Gerölle, Felsen und Flinzbänke (s. Abb. 1, Standort bei der Aufnahme Inn-km 112,610, rechts mit Blick flußabwärts



Abb. 4.



Abb. 5.



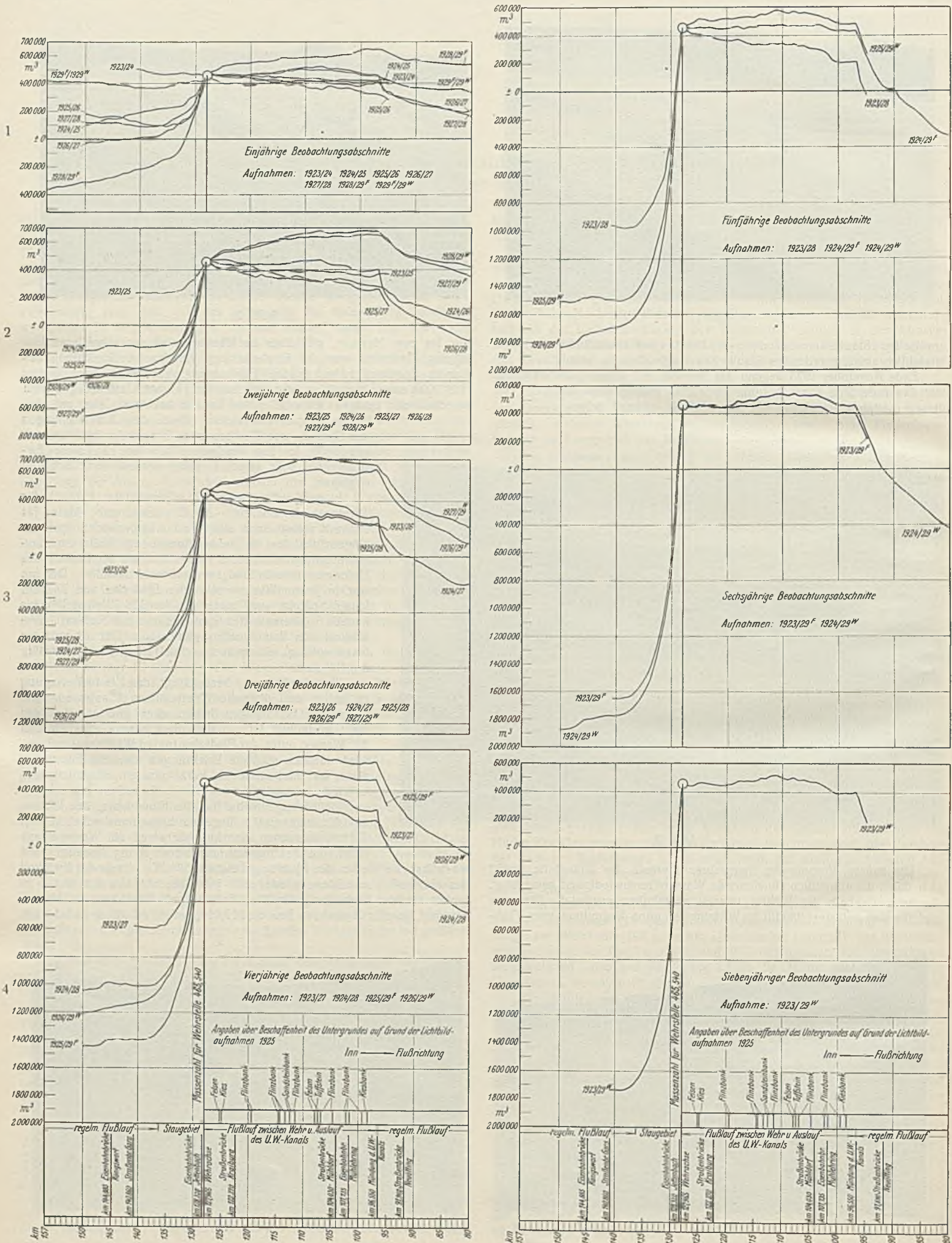


Abb. 6.



Übersicht der bewegten Geschiebemassen oberhalb der Wehrstelle in den Beobachtungsjahren

Strecke km	1923/24 m <sup>3</sup>	1923/25 m <sup>3</sup>	1923/26 m <sup>3</sup>	1923/27 m <sup>3</sup>	1923/28 m <sup>3</sup>	1923/29 F m <sup>3</sup>	1923/29 W m <sup>3</sup>
157,0—150,0	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt
150,0—140,841	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt
140,841—127,965	+ 25 656 — 71 769 i. g. — 46 113	+ 270 056 — 35 738 i. g. + 234 318	+ 632 923 — 54 006 i. g. + 578 917	+ 1 069 901 — 27 194 i. g. + 1 042 707	+ 1 458 295 — 32 135 i. g. + 1 426 160	+ 2 122 897 — 10 935 i. g. + 2 111 962	+ 2 213 231 — 12 874 i. g. + 2 200 357
	1924/25	1924/26	1924/27	1924/28	1924/29 F	1924/29 W	
157,0—150,0	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt	
150,0—140,841	+ 94 481 — 8 939 i. g. + 85 542	+ 109 034 — 75 367 i. g. + 33 667	+ 78 479 — 10 893 i. g. + 67 586	+ 66 522 — 29 562 i. g. + 36 960	+ 139 614 — 689 i. g. + 138 925	+ 107 078 — 7 119 i. g. + 99 959	
140,841—127,965	+ 306 675 — 26 677 i. g. + 279 998	+ 710 811 — 95 125 i. g. + 615 686	+ 1 120 795 — 14 663 i. g. + 1 106 132	+ 1 486 821 — 12 901 i. g. + 1 473 920	+ 2 163 853 — 2 007 i. g. + 2 161 846	+ 2 242 734 — 1 637 i. g. + 2 241 097	
	1925/26	1925/27	1925/28	1925/29 F	1925/29 W		
157,0—150,0	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt		
150,0—140,841	+ 14 553 — 66 428 i. g. — 51 875	+ 36 643 — 49 987 i. g. — 13 344	+ 38 063 — 83 888 i. g. — 45 825	+ 77 468 — 26 905 i. g. + 50 563	+ 46 993 — 37 200 i. g. + 9 793		
140,841—127,695	+ 404 136 — 68 448 + 335 668	+ 808 527 — 32 980 i. g. + 775 547	+ 1 222 485 — 35 695 i. g. + 1 186 790	+ 1 870 949 — 10 015 i. g. + 1 860 934	+ 1 968 441 — 9 712 i. g. + 1 958 729		
	1926/27	1926/28	1926/29 F	1926/29 W			
157,0—150,0	fehlt	fehlt	fehlt	fehlt			
150,0—140,841	+ 48 170 — 14 188 i. g. + 33 982	+ 41 108 — 27 673 i. g. + 13 435	+ 109 380 — 2 294 i. g. + 107 086	+ 72 405 — 5 767 i. g. + 66 638			
140,841—127,965	+ 472 336 — 9 611 i. g. + 462 725	+ 842 341 — 5 534 i. g. + 836 807	+ 1 519 911 — 189 i. g. + 1 519 722	+ 1 605 829 — 782 i. g. + 1 605 047			
	1927/28	1927/29 F	1927/29 W				
157,0—150,0	fehlt	fehlt	fehlt				
150,0—140,841	+ 21 028 — 42 396 i. g. + 21 368	+ 74 628 — 2 576 i. g. + 72 052	+ 45 236 — 13 897 i. g. + 31 339				
140,841—127,965	+ 393 407 — 20 864 i. g. + 372 543	+ 1 049 283 — 2 868 i. g. + 1 046 415	+ 1 151 726 — 1 663 i. g. + 1 150 063				
	1928/29 F	1928/29 W					
157,0—150,0	+ 59 606 — 2 525 i. g. + 57 081	+ 48 961 — 3 382 i. g. + 45 579					
150,0—140,841	+ 99 817 — 9 672 i. g. + 90 145	+ 67 859 — 17 531 i. g. + 50 328					
140,841—127,965	+ 685 625 — 3 321 i. g. + 682 304 zus. + 829 530	+ 781 053 — 5 012 i. g. + 776 041 zus. + 871 948					
	1929 F/29 W						
157,0—150,0	+ 10 217 — 21 726 i. g. — 11 509						
150,0—140,841	+ 10 915 — 50 587 i. g. — 39 672						
140,841—127,965	+ 137 495 — 78 625 i. g. + 94 870 zus. + 43 689						

auf eine Sandsteinbank im Flußbett, im Hintergrunde rechts die mächtige Kiesablagerung des Innwerkes bei Ewing).

Mächtige Flnzbanke treten zutage (s. Abb. 2, Standort bei der Aufnahme Inn-km 119,500, links mit Blick flußabwärts oberhalb Inntal).

Der Fluß hat seine Lebenskraft verloren. Da, wo früher für die Schiffahrt gefährliche Wirbel kreisten, starren Felsenrümmer zum Himmel. Abb. 3 zeigt eine solche Stelle (Standort bei der Aufnahme Inn-km 125,180, rechts mit Blick flußabwärts auf das Kachlet gegenüber St. Maximilian).

Die Verschiedenartigkeit der Korngrößen der Geschiebemassen sind deutlich aus Abb. 4 ersichtlich (Standort der Aufnahme Inn-km 117,7 mit Blick flußabwärts, Felsbrocken im Flußbett bei Gweng).

Auf die Bauten aus Faschinatholz mußte der Zutritt der atmosphärischen Luft besonders schädlich wirken. Das Faschinat liegt nunmehr so, wie es Abb. 5 zeigt, etwa während acht Monate im Jahre über Wasser (Standort der Aufnahme Inn-km 125,950, links mit Blick flußaufwärts bei Winklham). — Die den Abb. 1 bis 5 zugrunde liegenden Aufnahmen stammen aus dem Jahre 1925. Es ist beabsichtigt, die Aufnahmen nach einer Reihe von Jahren zu wiederholen, um den sichtbaren Einfluß des Wasserentzuges oder künstlicher Maßnahmen (z. B. Sprengungen von Felsen im Stromstriche) in der Entnahmestrecke des Innwerkes festzulegen.

Bei der Ausarbeitung der Querschnittaufnahmen hat sich gezeigt, daß es wünschenswert ist, eine möglichst lange Strecke oberhalb und unterhalb der Wehrstelle zu untersuchen, da nur dadurch die Grundlage zur Beurteilung der Untersuchungsergebnisse sich schaffen läßt. Die Aufnahmen wurden daher ausgedehnt bis km 157 flußaufwärts, also 29 km oberhalb der Wehrstelle und bis km 80 flußabwärts, also 48 km unterhalb der Wehrstelle oder rd. 17 km unterhalb der Einmündung des Unterwasserkanals des Innwerkes in das Mutterbett. Die Aufnahmen umfassen heute eine Flußstrecke von 77 km Länge mit 439 Meß-Querschnitten.

Endlich wurde im Jahre 1925 von der Entnahmestrecke eine Flugzeugaufnahme hergestellt, die im Maßstabe 1:5000 den Zustand des Flußbettes unter der Einwirkung des Innwerkes zeigt. Damit waren die Grundlagen festgelegt für alle späteren Untersuchungen.

Die Massenbewegung zwischen zwei in zwei aufeinanderfolgenden Jahren aufgenommenen Querschnitten wurde bildlich als „Massenhöhenlinie“ dargestellt. — Auf diese Weise entstand der Linienzug, wie er in Abb. 6, Bild 1, „Darstellung der zwischen den Profilen km 170 und 80 bewegten Geschiebemassen im Inn“, und zwar für die Jahre 1923/24 berechnet ist.

Zunächst ist nur der Anfang der Wirkung des Stauwehres ersichtlich, da ja das Innwerk, wie bereits oben erwähnt wurde, den Dauerstau erst seit Ende März 1924 hält und die Aufnahmen dieses Jahres zu diesem Zeitpunkte bereits durchgeführt waren. Die nach rechts fallenden Linien zeigen an, daß die Strecke einer Eintiefung unterzogen ist, die nach rechts steigenden zeigen die Auflandung (Sohlenerhöhung) der betrachteten Strecke. Die Höhenunterschiede zwischen zwei Querschnitten geben die absoluten Veränderungen der Geschiebemengen zwischen je zwei Auf-

+ = Auflandungsmassen.  
— = Auskolkungsmassen.

F = Frühjahrsaufnahmen.  
W = Winteraufnahmen.



nahmen im Zwischenraum der beiden Aufnahmen an. Die Geschiebmassen, die innerhalb des Zeitraumes der Aufnahme zwischen den beiden Querschnitten bewegt worden sind, lassen sich hieraus natürlich noch nicht berechnen.

Das Bild verschiebt sich wesentlich bei der Betrachtung der Aufnahmen 1924 und 1925. Zwar ist der Linienzug aus der Massenermittlung leicht zu ermitteln. Dagegen ist seine Lage und damit der Vergleich mit dem vorhandenen Linienzug der Jahre 1923/24 noch nicht gegeben. Ein planloses Untereinanderstellen der Linienzüge hätte das Gesamtbild nur verwirrt. Ich bin daher auf den Gedanken gekommen, die Massenzahl an der Wehrstelle

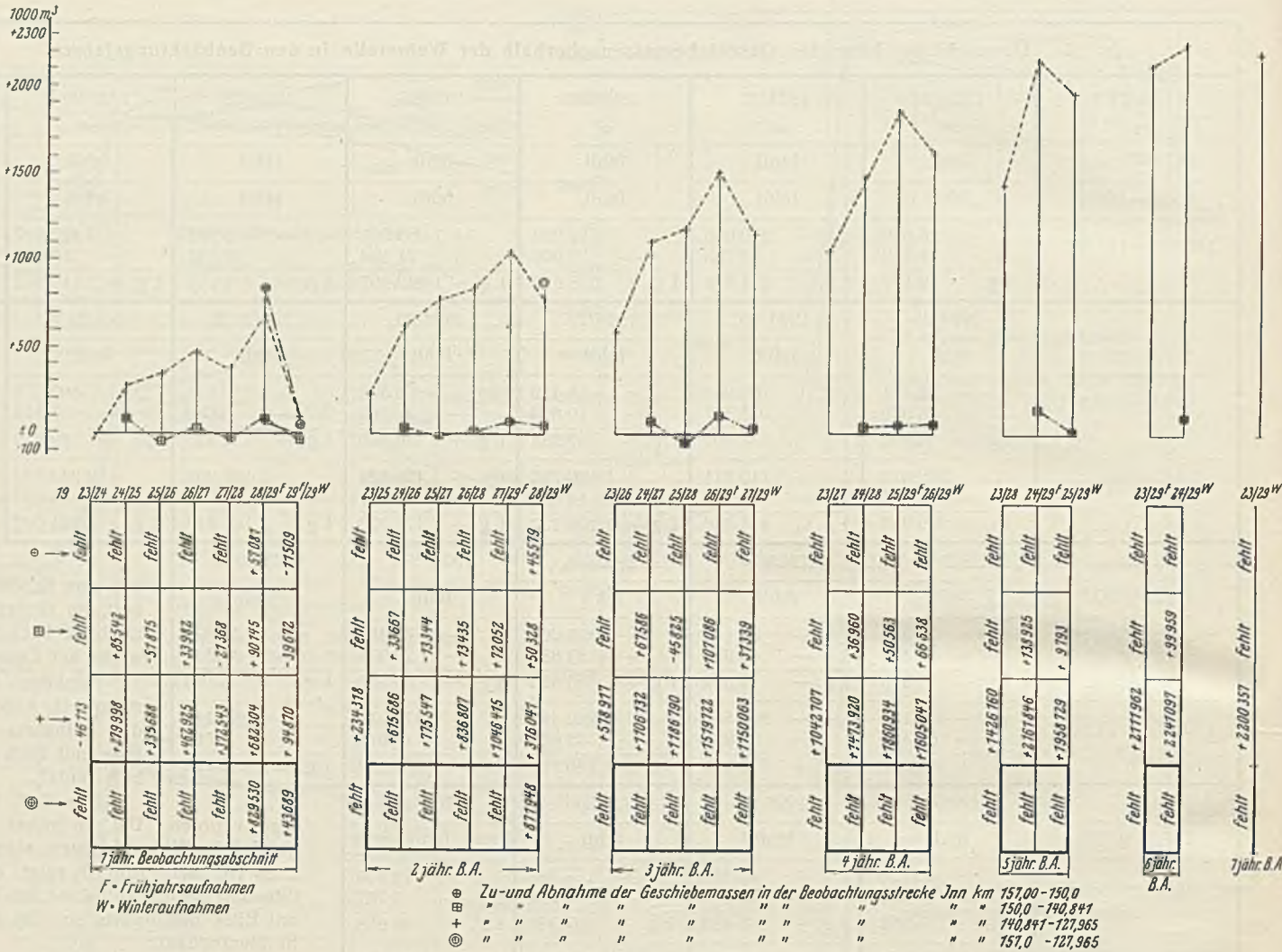


Abb. 7.

für sämtliche Linienzüge als feststehend anzunehmen. Damit war mit einem Schlage das Gesamtbild festgelegt, die Übersicht hergestellt. Der Linienzug 1924/25 zeigt auf den ersten Blick die Wirkung des Stauwehres, den aufsteigenden Ast des Linienzuges, d. h. die einsetzende Verlandung oberhalb des Stauwehres. Noch stärker tritt die Erscheinung der Stauwirkung, die den Wasserbauingenieur wohl am meisten beschäftigen wird, zutage bei den folgenden Vergleichen 1925/26 und 1926/27. Die Auflandung im Staugebiete hat bereits weitgehend eingesetzt und ist auf eine Länge von 22 km oberhalb der Wehrstelle vorgeschritten. Wie weit sich die Auflandung tatsächlich nach oben fortsetzt, ist zeitlich und maßlich abhängig von der Häufigkeit und Mächtigkeit der Hochwässer sowie von der Stetigkeit der Geschiebeführung. Hieraus zieht aber der Wasserbauingenieur die Lehre, daß bei ähnlichen Untersuchungen die Aufnahmen möglichst schon vor dem Einbau des Stauwehres gefertigt werden mögen; für die notwendige Länge oberhalb der Wehrstelle läßt sich ein allgemein gültiges Maß nur von Fall zu Fall bestimmen. Jedenfalls sollten die Kosten nicht gescheut werden, die Aufnahmen in möglichst weitem Umfange durchzuführen, da man sonst kein vollständiges Bild von den Vorgängen im Flußbett erhält.

Eine Ähnlichkeit in den Linienzügen konnte naturgemäß nicht erwartet werden, da die Wasserführung, die zugleich die Geschiebeführung bestimmt, im allgemeinen in jedem Jahre verschieden ist.

Es wurden nun auch die Linienzüge für einen zwei- bis siebenjährigen Abstand der Aufnahmen ermittelt, so daß in Abb. 6 die Linienzüge für folgende Beobachtungen vorliegen:

Sohlenänderung von Jahr zu Jahr fortschreitet und der Zeitpunkt, in dem der Beharrungszustand eintreten wird, wohl erst in Jahrzehnten erreicht wird.

Überraschend ist das Ergebnis der Aufnahmen 1929F/29W. Der Linienzug nähert sich demjenigen der Aufnahmen 1923/24 (vor Errichtung des Wehres). Das Bild ist gänzlich verschieden von allen bisherigen Bildern.

In Zahlen ausgedrückt ergibt die beobachtete Flußstrecke oberhalb der Wehrstelle die vorstehende Übersicht.

Auf Grund dieser Übersicht wurde die Zu- und Abnahme der absoluten Geschiebmassen in den verschiedenen Beobachtungsabschnitten und Strecken oberhalb der Wehrstelle ermittelt und dargestellt (Abb. 7).

Eine gewisse Regelmäßigkeit in den ermittelten Geschiebemengen läßt sich nur in dem einjährigen Beobachtungsabschnitt in der Strecke Inn-km 150,0 bis 140,941 erkennen, indem hier die Aufschoppungs- und Auskoilungsmassen jährlich wechseln. Die übrigen Bilder zeigen Unregelmäßigkeiten. Leider ist die Anzahl der Beobachtungsjahre noch zu gering, als daß besondere Mittelbildungen Schlüsse zuließen. Dies wird vielleicht erst möglich sein, wenn die Aufnahmen aus einer mindestens zehnjährigen Beobachtungszeit vorliegen werden.

Zur Veranschaulichung wurden die Linienzüge in Abb. 8, Bild 1a bis 7a auch in der Weise kenntlich gemacht, daß — vom Beobachtungsjahr 1923 ausgehend — die jährlich fortschreitende Änderung eines Linienzuges dargestellt wird, so daß wieder die Gruppen entstehen, wie sie für die Strecke oberhalb der Wehrstelle angegeben worden sind.

Gruppe 1	Gruppe 2	Gruppe 3	Gruppe 4	Gruppe 5	Gruppe 6	Gruppe 7
1923/24	1923/25	1923/26	1923/27	1923/28	1923/29 <sub>F</sub>	1923/29 <sub>W</sub>
1924/25	1924/26	1924/27	1924/28	1924/29 <sub>F</sub>	1924/29 <sub>W</sub>	
1925/26	1925/27	1925/28	1925/29 <sub>F</sub>	1925/29 <sub>W</sub>		
1926/27	1926/28	1926/29 <sub>F</sub>	1926/29 <sub>W</sub>			
1927/28	1927/29 <sub>F</sub>	1927/29 <sub>W</sub>				
1928/29 <sub>F</sub>	1928/29 <sub>W</sub>					
1929 <sub>F</sub> /29 <sub>W</sub>						

F = Frühjahr  
W = Winter

Gruppe 1	Gruppe 2	Gruppe 3	Gruppe 4	Gruppe 5	Gruppe 6	Gruppe 7
1923/24	1924/25	1925/26	1926/27	1927/28	1928/29	1929 <sub>F</sub> /29 <sub>W</sub>
1923/25	1924/26	1925/27	1926/28	1927/29 <sub>F</sub>	1928/29 <sub>W</sub>	
1923/26	1924/27	1925/28	1926/29 <sub>F</sub>	1927/29 <sub>W</sub>		
1923/27	1924/28	1925/29 <sub>F</sub>	1926/29 <sub>W</sub>			
1923/28	1924/29 <sub>F</sub>	1925/29 <sub>W</sub>				
1923/29 <sub>F</sub>	1924/29 <sub>W</sub>					
1923/29 <sub>W</sub>						

F = Frühjahr  
W = Winter

Eine gewisse Gesetzmäßigkeit in je einer der aufgeführten Gruppen der Linienzüge kann sich aus dem oben Gesagten nicht ergeben, da die







Übersicht der bewegten Geschiebemassen unterhalb der Wehrstelle in den Beobachtungsjahren

Strecke km	1923/24 m <sup>3</sup>	1923/25 m <sup>3</sup>	1923/26 m <sup>3</sup>	1923/27 m <sup>3</sup>	1923/28 m <sup>3</sup>	1923/29 F m <sup>3</sup>	1923/29 W m <sup>3</sup>
127,965—94,8	+ 80 827 — 133 171 i. g. — 51 344	+ 129 358 — 225 754 i. g. — 96 396	+ 113 438 — 388 693 i. g. — 275 255	+ 95 266 — 487 461 i. g. — 392 195	+ 120 209 — 615 956 i. g. — 495 746	+ 160 853 — 409 469 i. g. — 248 616	+ 212 477 — 493 034 i. g. — 280 557
94,8—80,0	+ } fehlt — }	+ } fehlt — }	+ } fehlt — }	+ } fehlt — }	+ } fehlt — }	+ } fehlt — }	+ } fehlt — }
	1924/25	1924/26	1924/27	1924/28	1924/29 F	1924/29 W	
127,965—94,8	+ 144 330 — 189 893 i. g. — 45 563	+ 246 049 — 476 161 i. g. — 230 112	+ 102 527 — 455 656 i. g. — 353 129	+ 135 269 — 598 064 i. g. — 462 795	+ 170 139 — 394 221 i. g. — 224 082	+ 228 724 — 447 072 i. g. — 218 348	
94,8—80,0	+ } fehlt — }	+ 19 471 — 216 371 i. g. — 196 900 zus. — 427 012	+ 29 740 — 335 880 i. g. — 306 140 zus. — 659 269	+ 7 333 — 488 881 i. g. — 481 548 zus. — 944 343	+ 11 108 — 573 566 i. g. — 562 458 zus. — 786 540	+ 5 593 — 681 236 i. g. — 675 643 zus. — 893 991	
	1925/26	1925/27	1925/28	1925/29 F	1925/29 W		
127,965—94,8	+ 101 719 — 286 268 i. g. — 184 549	+ 127 475 — 457 549 i. g. — 330 074	+ 140 205 — 567 548 i. g. — 427 343	+ 206 993 — 382 003 i. g. — 175 010	+ 244 801 — 444 228 i. g. — 199 427		
94,8—80,0	+ } fehlt — }	+ } fehlt — }	+ } fehlt — }	+ } fehlt — }	+ } fehlt — }		
	1926/27	1926/28	1926/29 F	1926/29 W			
127,965—94,8	+ 103 934 — 243 176 i. g. — 139 242	+ 122 678 — 397 190 i. g. — 274 512	+ 245 513 — 235 171 i. g. + 10 342	+ 262 873 — 294 559 i. g. — 31 686			
94,8—80,0	+ 25 853 — 142 846 i. g. — 116 993 zus. — 256 235	+ 2 485 — 304 046 i. g. — 301 561 zus. — 576 073	+ 1 938 — 376 905 i. g. — 376 967 zus. — 366 625	+ 0 — 490 000 i. g. — 490 000 zus. — 521 706			
	1927/28	1927/29 F	1927/29 W				
127,965—94,8	+ 120 400 — 252 709 i. g. — 132 309	+ 266 602 — 55 948 i. g. + 210 654	+ 286 589 — 187 833 i. g. + 98 756				
94,8—80,8	+ 330 — 175 975 i. g. — 175 645 zus. — 307 954	+ 3 389 — 326 983 i. g. — 323 594 zus. — 112 940	+ 712 — 366 219 i. g. — 365 507 zus. — 266 751				
	1928/29 F	1928/29 W					
127,965—94,8	+ 225 796 — 79 625 i. g. + 146 171	+ 248 080 — 115 360 i. g. + 132 720					
94,8—80,0	+ 14 241 — 88 738 i. g. — 74 497 zus. + 71 671	+ 2 969 — 177 307 i. g. — 174 338 zus. — 41 618					
	1929 F/29 W						
127,965—94,8	+ 88 061 — 125 960 i. g. — 37 899						
94,8—80,0	+ 7 401 — 100 895 i. g. — 93 494 zus. — 131 393						

einer mittleren Profilbreite von 150 m eine mittlere Geschiebehöhe von 35 cm. Für die gesamte beobachtete Strecke km 157,000 bis 127,965, also auf 29,035 km Flußlänge, ergibt sich bei einer gesamten Ablagerungsmasse von 829 530 m<sup>3</sup>

nach der obigen Berechnung eine Geschiebe- und Schlammmasse von rd. 29 000 m<sup>3</sup>/km Flußlänge und eine mittlere Geschiebehöhe von 19 cm. Dabei ist aber zu berücksichtigen, daß mindestens 80 % der Ablagerung im Staugebiet aus Sand und Schlick besteht.

Das Bild ändert sich, wenn man bereits den zweijährigen Beobachtungsabschnitt, z. B. 1828/29 W, betrachtet. Für diesen errechnet sich für die Einzelstrecke km 140,811 bis 127,965

(eigentliches Staugebiet) eine gesamte Geschiebemasse von 776 041 m<sup>3</sup>. Dieser Menge entspricht im Jahre eine Geschiebe- und Schlammmasse von rd. 30 000 m<sup>3</sup>/km Flußlänge (oben 53 000 m<sup>3</sup>/km) und eine mittlere Geschiebehöhe von 20 cm (oben 35 cm).

Für die gesamte Strecke km 157,000 bis 127,965 mit einer Geschiebemenge von 871 948 m<sup>3</sup> errechnet sich in einem Jahre eine Geschiebe- und Schlammmasse von rd. 15 000 m<sup>3</sup>/km Flußlänge (oben 29 000 m<sup>3</sup>/km) und eine mittlere Geschiebehöhe von 10 cm (oben 19 cm).

Maßgebend ist aber doch wohl die Wirkung des Stauwehres auf den Zustand der Flußsohle in dem gesamten beobachteten Zeitraum, d. i. also von 1923 bis zur letzten Beobachtung (1929 W). Für den siebenjährigen Beobachtungsabschnitt 1923/29 W liegen Werte nur in der eigentlichen Staustrecke km 140,841 bis 127,965 vor, und zwar beträgt die gesamte Geschiebemasse (nach Abb. 7) 2 200 357 m<sup>3</sup>. Dieser entspricht in einem Jahre eine Geschiebe- und Schlammmasse von rd. 24 000 m<sup>3</sup>/km Flußlänge (oben 53 000 und 30 000 m<sup>3</sup>/km) und eine mittlere Geschiebehöhe von 16 cm (oben 35 und 20 cm).

Die Betrachtungen zeigen, in welchen Grenzen die errechneten Größen schwanken und welche falschen Schlüsse gezogen werden könnten, wenn nur eine kurze Reihe von Beobachtungen vorliegen.

Das Innwerk stellt genaue Beobachtungen darüber an, ob für die Uferangrenzer am Inn im unteren Staugebiet die Sohlenerhöhung auf die Grundwasserbildung schädlich einwirkt.

Erwähnenswert sind auch noch die größten (im Staugebiet liegenden) ermittelten Sohlenerhöhungen in einem Querschnitt, die aber jeweils nur auf ganz kurzen Strecken beobachtet wurden. Es ergaben sich folgende Sohlenerhöhungen:

für den 1jährigen Beobachtungsabschnitt bis zu 131 cm		
" " 2	"	180 "
" " 3	"	278 "
" " 4	"	263 "
" " 5	"	373 "
" " 6	"	373 "
" " 7	"	372 "

Klarer als im Staugebiet liegen die Verhältnisse in der Entnahmestrecke des Flusses unterhalb der Wehrstelle bis zur Einmündung des Unterwasserkanals in das Mutterbett. Hier können die jährlichen

Die absoluten Mengen der Geschiebemassen einschließlich der Schlammablagerungen im Staugebiet sind verhältnismäßig nicht unbedeutend. Wenn z. B. (s. Abb. 7) für das eigentliche Staugebiet km 140,841 bis 127,965, also auf 12,876 km Länge, für den einjährigen Beobachtungsabschnitt 1928/29 F, in dem die Höchstmengen an Massen festgestellt worden ist, 682 304 m<sup>3</sup> Ablagerungsmassen errechnet wurden, so entspricht diesen, auf 1 km Flußlänge umgerechnet, eine Geschiebe- und Schlammmasse von rd. 53 000 m<sup>3</sup>. Dieser Menge wieder entspricht bei

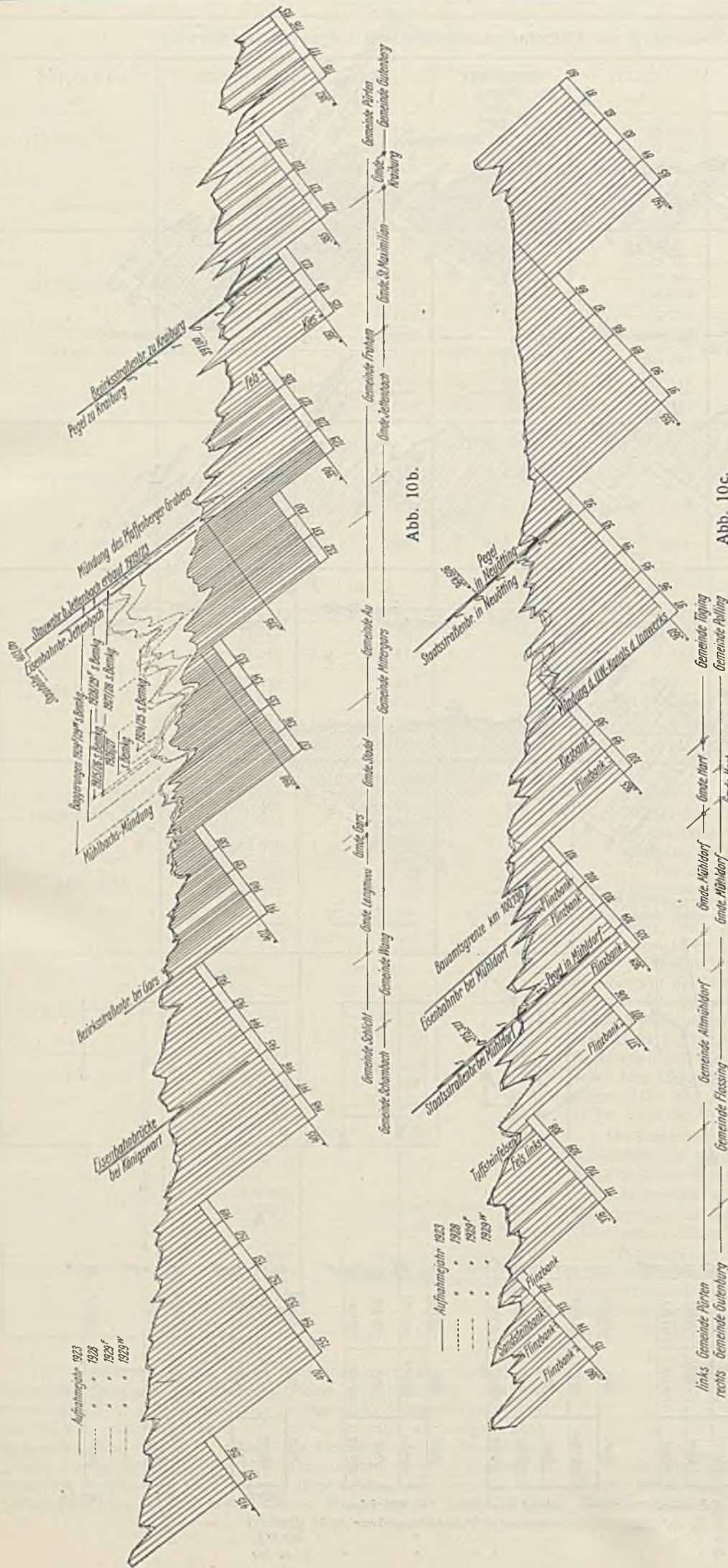
+ = Auflandungsmassen.  
— = Auskolkungsmassen.

F = Frühjahrsaufnahmen.  
W = Winteraufnahmen.









Aufnahmen nachgeprüft und ergänzt werden durch die tatsächlichen Beobachtungen in der Natur. Zur Vollständigkeit sind die Ergebnisse der Aufnahmen auch für die Strecken unterhalb der Wehrstelle berechnet und in vorstehender Übersicht (Seite 754) zusammengestellt.

Aus der Übersicht ergibt sich wieder die Zu- und Abnahme der absoluten Geschiebemassen in den verschiedenen Beobachtungsabschnitten und Strecken unterhalb der Wehrstelle (s. Abb. 9).

Der Mangel in den Aufnahmen unterhalb der Einmündung des Unterwasserkanals macht sich bei den Auftragungen deutlich bemerkbar.

Unterhalb der Wehrstelle überwiegen durchweg die Ausfaltungsmassen. Bei den Aufnahmen vom Jahre 1928/29F wurden allerdings in der oberen Entnahmestrecke km 127,965 bis 94,800 146171 m<sup>3</sup> Aufschoppungsmassen, also eine Verlandung der Entnahmestrecke, festgestellt. Aber schon die folgenden Aufnahmen 1929F/29W zeigen wiederum das Überwiegen der Ausfaltungsmassen (37 899 m<sup>3</sup>). Eine Erklärung für das Auftreten der Aufschoppungsmassen in der Entnahmestrecke bei den Aufnahmen 1928/29F könnte der außergewöhnlich strenge Winter 1928/29 sein. Unter der Wirkung des Eistoßes könnte ein Teil Schlick und Sand in die Entnahmestrecke geschleppt worden sein (die Aufnahmen wurden erst im März und April 1929 gefertigt).

Die größte Ausfaltungsmasse errechnet sich für den einjährigen Beobachtungsabschnitt für die Jahre 1927/28. Einer gesamten Ausfaltungsmasse von 132 309 m<sup>3</sup> in der oberen Entnahmestrecke km 127,965 bis 94,800 entspricht bei einer mittleren Querschnittsbreite von 150 m im Jahre eine mittlere Geschiebehöhe von 3 cm.

Für die untere Entnahmestrecke von km 94,8 bis 80,0 ergibt sich bei einer gesamten Ausfaltungsmasse von 175 645 m<sup>3</sup> eine mittlere Geschiebehöhe von 8 cm, für die gesamte Entnahmestrecke von km 127,965 bis 80,000 bei einer Ausfaltungsmasse von 307 954 m<sup>3</sup> eine mittlere Geschiebehöhe von 4 cm.

Legt man jedoch den Berechnungen den siebenjährigen Beobachtungsabschnitt 1923/29W zugrunde, so ergibt sich für die Entnahmestrecke bei einer Aufschoppungsmasse von 280 557 m<sup>3</sup> eine mittlere Geschiebehöhe von nur 0,8 cm (oben 3 cm). Diese Zahlen geben zu Bedenken vorerst keinen Anlaß, wenn auch nicht vorausgesagt werden kann, in welchem Maße die Ausziehung fortschreiten wird. Jedenfalls wird die genannte Erscheinung für die innerhalb dieser Strecke liegenden Kunstbauten (Brücken) von besonderer Bedeutung sein und daher von den Unterhaltungspflichtigen sorgfältig beobachtet werden müssen, ob die Pfeiler oder Joche der Brücken nicht unterkolkelt werden und eine Sicherung ihres Bestandes nötig wird. Doch dürfte die Ausziehung allmählich und so langsam vor sich gehen, daß der Wasserbauingenieur rechtzeitig die erforderlichen Gegenmaßnahmen treffen kann. Die Durchführung der Beobachtungen ist also sehr wichtig. Es soll damit aber nicht gesagt sein, daß die Aufnahmen regelmäßig alljährlich durchgeführt werden müssen.

Wissenswert sind noch die absoluten größten Sohleneintiefungen (in der Entnahmestrecke liegend) unterhalb der Wehrstelle. Sie ergaben sich



für den 1 jährigen Beobachtungsabschnitt zu	63 cm
" " 2 "	" 100 "
" " 3 "	" 144 "
" " 4 "	" 152 "
" " 5 "	" 183 "
" " 6 "	" 175 "
" " 7 "	" 173 "

Hierbei ist der unmittelbar am Auslauf des Unterwasserkanals entstandene örtliche Kolk (nahezu 4 m tief) nicht berücksichtigt worden.

Eine Betrachtung der gesamten aufgenommenen Flußstrecke (von km 157,0 bis 80,0) anzustellen, dürfte ein falsches Bild geben, da das Wehr den Fluß in zwei Abschnitte trennt, die sich unter der Wirkung des Stauens ganz verschieden verhalten. Es wurde daher davon abgesehen, ein Gesamtbild der ganzen Flußstrecke mit den errechneten Geschiebmassen zu geben.

Der Vollständigkeit halber sind in Abb. 10 noch die berechneten mittleren Sohlenhöhen zwischen km 157,0 und 80,0 als Längenschnitt aufgetragen.

Es war oben bereits davon die Rede, daß durch die fast völlige Trockenlegung des Mutterbettes — es bleiben auf Grund der Erlaubnis-Bedingungen für das Innwerk nur 5 m<sup>3</sup>/sek im ehemaligen Flußbette zurück — die vorhandenen Flinzbänke sichtbar wurden. Der Flinz (Tertiärsand) ist unter Wasser steinhart und kann sogar als guter tragfähiger Untergrund für Kunstbauten dienen. Verschiedene Brücken des Innwerks sind auf Flinz gegründet. An der Luft zerfällt der Flinz in kurzer Zeit. Da die Flußsohle in der Entnahmestrecke stellenweise aus Flinz besteht, ferner Flinzbarren aus dem Flußbette ragen, ist es von Bedeutung, zu wissen, in welcher Weise diese Flinzgebilde unter der Einwirkung der Luft und des Frostes voraussichtlich abwittern werden. Eine Flinzinsel unterhalb Mühldorf, die 50 bis 100 cm über den ab-

gesenkten Wasserspiegel emporragte, lag innerhalb eines Jahres bei dem gleichen Wasserstande vollständig unter Wasser. Die Flinzinsel mußte daher für weitere Beobachtungen ausgeschaltet werden.

Es wurden nun auf Anregung der Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde anderwärts zehn Eisenstäbchen von 10 mm Durchm. und 50 cm Länge, deren oberes Ende wegen der Faltboote einen Kugelansatz hat, sorgfältig in vorgebohrte Löcher in den Flinz eingebracht. Als Beobachtungsort wurde eine unzugängliche Stelle gewählt, damit ein Betreten des Flinzes durch Unbefugte möglichst vermieden wurde. Es ergab sich nach dem ersten Beobachtungsjahre eine mittlere Abwitterungshöhe von 8 cm. Nach einer Beobachtungszeit von 41 Monaten ergab sich ein gesamtes Abwitterungsmaß von 9,1 bzw. 20,1 cm/Jahr, also im Mittel etwa 15 cm/Jahr.

Das Maß der Abwitterung ist nicht einheitlich, da der Flinz sehr verschiedenartig gewachsen ist. Die einzelnen Abwitterungshöhen bewegen sich zwischen 1 und 20 cm/Jahr. Wichtig ist dabei auch, in welcher Weise das Wasser den Flinz angreifen kann. Eine Flinzinsel im Flußbett wird bedeutend schneller abwittern, da sich Wirbel bilden und der Flinz durch die Geschiebebewegung zerrieben wird. Eine Flinzbank, die mit dem Ufer in Verbindung steht, wird langsamer verschwinden. Eine Norm für das Abwitterungsmaß des Flinzes wird sich ohne genaue Beschreibung der Flinzbeschaffenheit nicht aufstellen lassen.

Wenn man das Ergebnis der bisherigen Untersuchungen überblickt, darf man wohl sagen, daß man in der Erforschung der Vorgänge, die sich im Flußbette unter der Wirkung eines Stauwehres abspielen, auf dem richtigen Wege ist. Das Geheimnis der wandernden Geschiebemengen ist zwar noch nicht vollständig gelüftet, dazu ist die Zeit der Beobachtungen noch zu kurz. Aber man darf hoffen, daß der Weg, den man zur Erforschung der Vorgänge in dem Flußbett eingeschlagen hat, zum Ziele führt.



Hilfstafeln zum Berechnen von Straßenbrücken für die Verkehrslast nach DIN 1072.<sup>1)</sup>

Alle Rechte vorbehalten.

Von J. Karig, Reichsbahnrat i. R., Dresden.

Die im Normblatt DIN 1072 des Deutschen Normenausschusses festgesetzten Verkehrslasten für Straßenbrücken hatten i. J. 1926 die längst gewünschte Vereinheitlichung für die Belastungsannahmen gebracht, auf deren Grundlage eine Klasseneinteilung dieser Bauwerke möglich ist. Sie sind gemäß der Verordnung des Reichsverkehrsministers über Änderung der Regelung des Kraftfahrzeugverkehrs vom 15. VII. 1930 in der neuesten Ausgabe des genannten Normblattes z. T. wesentlich erhöht worden, was im nachstehenden bereits berücksichtigt ist.

Zur Nachrechnung bestehender und für den Entwurf neuer Straßenbrücken ist eine beträchtliche Rechenarbeit zu leisten, zu deren Vereinfachung die nachstehenden Tafeln dienen sollen. Sie enthalten die Größtwerte der Biegemomente, Quer- und Stützkkräfte der Langträger (Hauptträger und Längsträger) und der Querträger von Straßenbrücken, die unter den in DIN 1072 vorgeschriebenen Belastungen auftreten. Sie sind etwa in der Form der in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn (B E)<sup>2)</sup> enthaltenen Tafeln zur Berechnung der

Lasten, wie Viehherden und Kleinfahrzeuge, tritt. Der auf die Flächeneinheit entfallende Anteil des auf seine Grundfläche gleichmäßig verteilten Fahrzeuggewichtes gilt als Ersatzlast, die für die Berechnung der Hauptträger von Brücken mit mehr als 30 m Stützweite und für die Berechnung der Widerlager aller Brücken benutzt werden kann. Durch die Regellast der Brückenklasse I dürfte auch dem Verkehr der gewöhnlichen Straßenbahnen im allgemeinen vollauf entsprochen sein.

Für Straßenbrücken der Klasse IV sind Regellasten nicht aufgestellt worden. Der Klasse IV sind demnach alle Brücken zuzurechnen, die den aus Liste 1 ersichtlichen Belastungen nicht genügen.

Für die Berechnung der Tafelwerte ist die Unterscheidung zwischen Vorderachse und Hinterachse bedeutungslos, sondern nur das Gewicht der Achse maßgebend. Da überdies für die Belastung eines Laststreifens von der Regelbreite  $w = 2,5$  m ausschließlich die Achslast in Frage kommt, ist bei der Lastangabe in Liste 1 nur zwischen größerer und kleinerer Achslast unterschieden worden.

Liste 1. Belastungsgrundlagen für die Berechnung der Straßenbrücken.

Laststreifen . . . . .		D I	D II	D III	D <sub>0</sub>	K I	K II	K III		
Fahrzeug . . . . .		Dampfwalze			Dampfw. allein	Lastkraftwagen				
Brückenklasse . . . . .		I	II	III	II u. III	I	II	III		
Gesamtgewicht . . . . .	$R =$	24,0	16,0	7,0	24,0	12,0	9,0	6,0	t	
Größere Achslast . . . . .	$P_1 =$	14,0	9,0	5,0	14,0	8,0	6,0	4,5	t	
Kleinere . . . . .	$P_2 =$	10,0	7,0	2,0	10,0	4,0	3,0	1,5	t	
Ersatzlast . . . . .	$p_e =$	1,60	1,10	0,50	1,60	0,80	0,60	0,40	t/m <sup>2</sup>	
Felgenbreite {	eines Hinterrades der Vorderwalze oder eines Vorderrades	. . . . .	0,50	0,40	0,10	0,50	0,24	0,24	0,18	m
		. . . . .	1,00	1,00	1,00	1,00	0,12	0,12	0,03	m
Menschengedränge auf 1 m <sup>2</sup>	für $l \leq 25$ m . . . . .	0,50	0,45	0,40	—	0,50	0,45	0,40	t/m <sup>2</sup>	
	f. $25 < l < 125$ m . . . . .	$\frac{525-l}{1000}$	$\frac{475-l}{1000}$	$\frac{425-l}{1000}$	—	$\frac{525-l}{1000}$	$\frac{475-l}{1000}$	$\frac{425-l}{1000}$	t/m <sup>2</sup>	
	für $l > 125$ m . . . . .	0,40	0,35	0,30	—	0,40	0,35	0,30	t/m <sup>2</sup>	
Streckenlast für 2,5 m Lastbreite	für $l \leq 25$ m . . . . .	1,25	1,125	1,00	—	1,25	1,125	1,00	t/m	
	f. $25 < l < 125$ m . . . . .	$\frac{525-l}{400}$	$\frac{475-l}{400}$	$\frac{425-l}{400}$	—	$\frac{525-l}{400}$	$\frac{475-l}{400}$	$\frac{425-l}{400}$	t/m	
	für $l > 125$ m . . . . .	1,00	0,875	0,75	—	1,00	0,875	0,75	t/m	

Die Werte  $p_0$  und  $p$  für  $l = 25$  bis 125 m sind auf volle  $10 \text{ kg/m}^2 = 0,01 \text{ t/m}^2$  bzw. auf volle  $10 \text{ kg/m} = 0,01 \text{ t/m}$  aufzurunden.

größten Momente und Querkräfte aufgestellt und dürften einem bereits mehrfach geäußerten Bedürfnis entgegenkommen.

Zur Erläuterung und Begründung der nachstehenden Tafeln seien zunächst die hier in Frage kommenden wesentlichsten Bestimmungen der Normung dem Sinne nach kurz wiedergegeben und sodann die zur Berechnung der Zahlenwerte erforderlichen Gleichungen abgeleitet. Zu den Tafeln selbst sei noch bemerkt, daß die Zahlenwerte durchweg auf 4 Stellen genau berechnet, z. T. auch mit 4 Stellen angegeben sind. Beim Gebrauch sind nach DIN 1073, B II die Werte stets in der (von links gerechnet) dritten Stelle aufzurunden.

## I. Die Verkehrslast der Straßenbrücken.

a) Regellasten. Nach DIN 1072 werden die Straßenbrücken nach ihrer Tragfähigkeit in vier scharf abgestufte Klassen I bis IV (vgl. Liste 1) eingeteilt. Als Regellasten sind für die Brücken der Klassen I bis III Dampfwalzen und Lastkraftwagen von verschiedenem Gewicht, aber einheitlicher Grundrißanordnung gewählt, ferner Menschengedränge von verschiedener Dichte, das auch an die Stelle sonstiger

Die Laststreifen sind durchweg mit  $D$  (Dampfwalze) bzw.  $K$  (Lastkraftwagen) und einer die Brückenklasse I bis III angegebenden Kennzahl bezeichnet worden. Die Bezeichnung  $D_0$  gilt für einen nur mit einer 24-t-Dampfwalze (also ohne beiderseits anschließendem Menschengedränge) besetzten Laststreifen.

Hierzu sei noch besonders bemerkt, daß die nachstehenden Erörterungen sich nur auf den reinen Straßenverkehr beschränken. Für die Belastung durch Eisenbahnverkehr jeglicher Art gelten besondere Vorschriften.

b) Die Rechnungslast der Brückenträger ist nach DIN 1072 zu bilden aus einer Reihe nebeneinanderstehender Fahrzeuge (einer Dampfwalze und einem oder zwei Lastkraftwagen, je nach der Spurzahl der Fahrbahn) in ungünstigster Stellung und Menschengedränge auf dem verbleibenden Raum, wobei aber die Grundfläche der Fahrzeuge nicht über die Schrammkante hinauszurücken ist. Bei Berechnung der Längsträger und der Zwischenträger genügt im allgemeinen die Annahme schwerster Fahrzeuge ohne Menschengedränge. Mehr als drei Regelfahrzeuge sowie deren Quer- und Schräglage gelten als ausgeschlossen. Es empfiehlt sich u. U., Straßenbrücken der Klassen II und III so zu bemessen, daß auch eine 24-t-Dampfwalze unter Fernhaltung anderer Lasten über die Brücke fahren kann.

<sup>1)</sup> Erweiterter Sonderdruck Berlin 1932, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.



c) Die Stoßwirkung der bewegten Last ist nach DIN 1073 durch Einführung eines Stoßbeiwertes  $\varphi$  zu berücksichtigen, der bei eisernen Brücken durch die Gleichung

$$(1) \quad \varphi = 1,4 - 0,0015 l$$

wiedergegeben werden kann. Für Eisenbetonbrücken ist in DIN 1075 eine hiervon etwas abweichende Abstufung des Stoßbeiwertes  $\varphi$  vorgeschrieben. Die ohne Zwischenschaltung maßgebenden Werte für eiserne und für Eisenbetonbrücken sind in Liste 2 wiedergegeben.

**Liste 2. Stoßbeiwerte  $\varphi$  für Straßenbrücken.**

Für eiserne Brücken ist nach DIN 1073 ohne Zwischenschaltung										
für $l \leq 5$	10	20	30	40	50	60	70	80	90	m
$\varphi = 1,40$	1,39	1,37	1,36	1,34	1,33	1,31	1,30	1,28	1,27	
für $l \leq 100$										
$\varphi = 1,25$	1,24	1,22	1,30	1,19	1,18	1,16	1,15	1,13	1,12	1,10.

Bei Eisenbetonbrücken gelten nach DIN 1075<sup>3)</sup> die Werte:  
für Balken- und Rahmenbrücken:

- $\varphi = 1,4$  für alle Tragteile der Fahrbahn und für die mit ihr unmittelbar verbundenen Hauptträger mit  $l \leq 10$  m,
- $\varphi = 1,3$  für unmittelbar mit der Fahrbahn verbundene Hauptträger mit  $l > 10$  m,
- $\varphi = 1,2$  für alle Hauptträger, die nur mittelbar durch Querträger mit der Fahrbahn in Verbindung stehen,

für Bogenbrücken mit aufgelöstem Querschnitt bzw. für volle Gewölbe:  
bei Stützweiten bis 50 m:  $\varphi = 1,2$  bzw.  $\varphi = 1,1$   
" " über 50 bis 70 m:  $\varphi = 1,1$  "  $\varphi = 1,0$   
" " über 70 m:  $\varphi = 1,0$  "  $\varphi = 1,0$ .

Ferner gilt allgemein:

- $\varphi = 1,0$  für Fußgängerbrücken und die Tragteile der Gehwege aller sonstigen Brücken.

Das auf die Straßenfahrbahn entfallende Menschengedränge ist als Ersatzlast für weitere Fahrzeuge u. dgl. anzusehen und daher auch mit der Stoßzahl  $\varphi$  in Rechnung zu stellen, während für das Menschengedränge auf den Gangbahnen der Stoßzuschlag entfällt.

**II. Die Belastungsgleichwerte.**

a) Die gesamte Verkehrslast  $V$  einer Brücke setzt sich demnach zusammen aus 1 bis 3 Belastungsstreifen von je 2,50 m Breite, von denen jeder ein schweres Fahrzeug und beiderseits anschließendes Menschengedränge enthält, und aus einem oder mehreren, die übrige Verkehrsfläche der Brücke überdeckenden Streifen mit Menschengedränge. Für den in Abb. 1

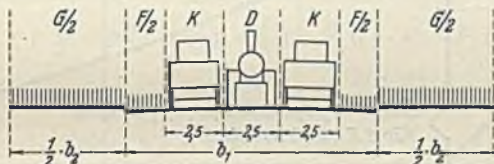


Abb. 1. Anordnung der Regellasten im Brückenquerschnitt.

dargestellten Fall einer mehr als dreispurigen Brücke ist sie daher z. B.

$$(2) \quad V = D + 2K + F + G,$$

wenn  $D$  = die Belastung des mittleren, mit einer Dampfwalze und Menschengedränge besetzten Streifens,

$K$  = die Belastung eines seitlichen, mit einem schweren Lastwagen und Menschengedränge besetzten Streifens,

$F = p(b_1 - 3 \cdot 2,50)$  die Belastung der restlichen Fahrbahnfläche und  $G = p b_2$  die Belastung der beiderseitigen Gangbahnen bedeutet.

Die Werte  $D$ ,  $K$  und  $F$  sind als Fahrbahnlasten mit dem vollen Stoßzuschlag in Rechnung zu stellen.

b) Belastungsgleichwerte. Die Belastung der mit je einem Fahrzeug besetzten Laststreifen  $D$  und  $K$  hat die in Abb. 2 dargestellte Anordnung, wobei der Größtwert  $\max M$  des Biegemomentes stets unter der größeren der beiden Einzellasten auftritt.

Zur Vereinfachung der Rechenarbeit empfiehlt es sich häufig, an Stelle dieser zusammengesetzten Belastung eine gleichförmig verteilte Last einzuführen, die das gleiche Größtmoment  $\max M$  ergibt, wie das Fahrzeug mit dem beiderseits anschließenden Menschengedränge. Dieser Belastungsgleichwert ist demnach

$$(3) \quad p_m = \frac{8 \max M}{l^2}$$

Bezeichnet

<sup>3)</sup> Heftausgabe Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn.

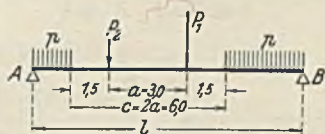


Abb. 2. Anordnung der Regellasten im Brückenlängsschnitt.

$p_d$  = den Belastungsgleichwert für einen mit einer Dampfwalze und Menschengedränge besetzten Streifen von 2,5 m Breite,

$p_k$  = den eines mit einem Lastkraftwagen und Menschengedränge besetzten Streifens von 2,5 m Breite,

$p_0$  = die Belastung vom Menschengedränge allein für 1 m<sup>2</sup>,

so nimmt z. B. die Gl. 2 für die gesamte Verkehrslast einer dreispurigen Brücke die Form an:

$$(4) \quad \Sigma p = \varphi p_d + 2 \varphi p_k + \varphi p_0 (b_1 - 3 \cdot 2,5) + p_0 b_2.$$

Die Belastungsgleichwerte  $p_m$ , die sich aus den nachstehend errechneten Grenzwerten der Biegemomente aus Gl. 3 ergeben, sind in Tafel I für die Stützweiten von 0 bis 34 m in der Form von Schaulinien dargestellt, die sich nach ihrem Bildungsgesetz aus hyperbelähnlichen Linien zusammensetzen. Die etwa bei  $l = 5$  bis 6 m erkennbaren Knicke in den Linien sind durch die Grenzen zwischen den Lastfällen 2 und 3 (Abb. 4 u. 5) bedingt. Zur Ergänzung sind noch die Einzellasten  $P_1$  und  $P_2$  der Lastzüge und ihre Ersatzlasten  $p_e$ , sowie die dem Menschengedränge  $p_0$  für 1 m<sup>2</sup> entsprechenden Streckenlasten  $p$  für eine Laststreifenbreite von 2,5 m eingetragen worden.

Hierzu ist noch zu bemerken, daß bei Stützweiten von  $l = 25$  bis 125 m die Berechnung der Biegemomente mit den Streckenlasten  $p$  durchgeführt worden ist, die sich aus den in Liste 1 angegebenen Gleichungen ohne Abrundung ergeben. Die Aufrundung auf volle 0,01 t/m ist daher erst in den Belastungsgleichwerten  $p_m$  vorgenommen worden.

Die Belastungsgleichwerte  $p_m$  sind besonders wertvoll für die Berechnung größerer durchlaufender Träger und ergeben hier wegen der wesentlich einfacheren Bauart der Momentengleichungen für gleichförmig verteilte Belastung, aber auch bei Benutzung geeigneter Tafeln (z. B. Grlot u. ähnl.) eine erhebliche Ersparnis an Rechenarbeit. Da die Momentenfläche der Regellast bei Trägern größerer Stützweite nicht wesentlich von der vollen Parabel abweicht, ist der durch Verwendung der Belastungsgleichwerte entstehende Fehler so gering, daß er ohne weiteres vernachlässigt werden darf. Bei Verwendung der Belastungsgleichwert für die Berechnung von Bogenbrücken, wie auch bei der Auswertung sonstiger Einflußflächen mit wechselndem Vorzeichen ist zu beachten, daß für Streckenlasten der Belastungsgleichwert für eine Stützweite  $l$  gleich der Länge der Laststrecke zu verwenden ist.

**III. Die Biegemomente der Langträger.**

Bei der einfachen Anordnung der Regellasten lassen sich für alle möglichen Lastfälle einfache Gleichungen zur Berechnung der Biegemomente aufstellen. Im nachstehenden bezeichnet

$P_1$  = die größere der beiden Achslasten in t (bei den Regelfahrzeugen stets die Hinterachse),

$P_2$  = die kleinere der beiden Achslasten in t,

$R = P_1 + P_2$  = das Gesamtgewicht des Fahrzeuges in t,

$p$  = die beiderseits des Fahrzeuges aufzubringende Streckenlast (Menschengedränge) in t/m,

$P_2 a = R r$  = das statische Moment der beiden Achslasten in bezug auf  $P_1$ ,

$x = \xi l$  = den Abstand der größeren Einzellast  $P_1$  von der linken Stütze A,

$e$  = den Abstand der Last  $P_1$  von der Trägermitte,

$M_x$  = das Biegemoment aus dem Laststreifen unter der Last  $P_1$ ,

$\max M$  = den Größtwert des Biegemomentes aus dem Laststreifen.

Das größte Biegemoment in einem beliebigen Trägerschnitt entsteht, wenn die größere Einzellast  $P_1$  über diesem Schnitte steht. So ergeben sich für die verschiedenen Belastungsfälle die folgenden Momentengleichungen:

Lastfall 1. Eine Einzellast nach Abb. 3, für kleine Stützweiten bis  $l = 3$  m. Für eine beliebige Laststellung ist dann die Stützkraft

$$A_x = P_1 \frac{l-x}{l}$$

und daraus das Biegemoment im Schnitte bei  $x$ :

$$(5) \quad M_x = P_1 \frac{x(l-x)}{l} = P_1 l \xi (1 - \xi).$$

Der Größtwert des Biegemomentes ist für  $x = \frac{l}{2}$ :

$$(6) \quad \max M_1 = \frac{P_1 l}{4}.$$

Lastfall 2. Eine Einzellast mit einseitig anschließender Streckenlast nach Abb. 4. Die linke Stützkraft ergibt sich aus

$$A l = P_1 (l-x) + \frac{p}{2} (l-x - \frac{a}{2})^2$$

$$= P_1 (l-x) + \frac{p}{8} (2l-a)^2 - \frac{p}{2} x (2l-a) + p \frac{x^2}{2}$$

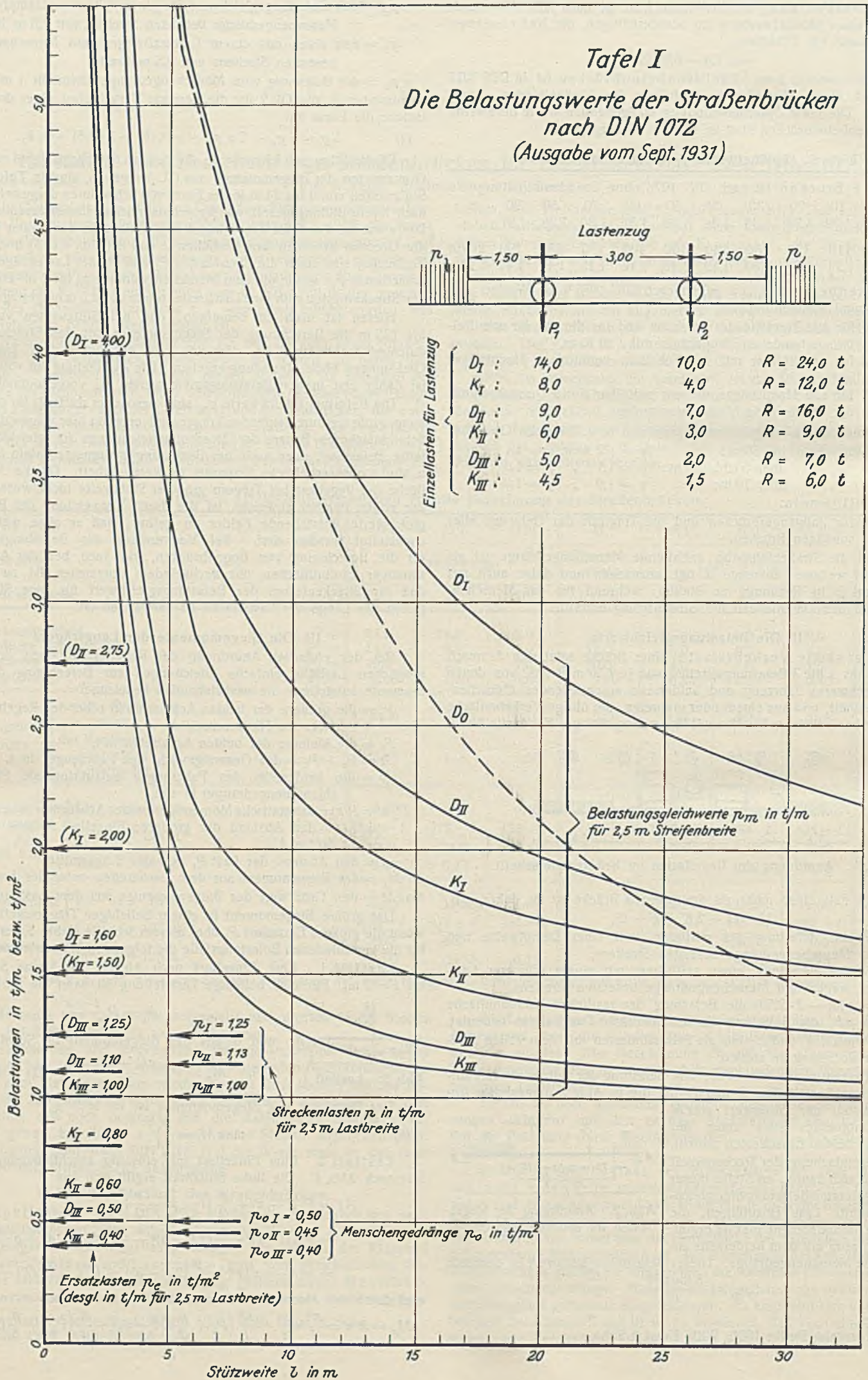
$$= x^2 \frac{p}{2} - x (P_1 + \frac{p}{2} (2l-a)) + P_1 l + \frac{p}{8} (2l-a)^2$$

und damit das Moment im Schnitte bei  $P_1$  im Abstände  $x$  von A:

$$M_x = A x = \frac{x^3}{l} \cdot \frac{p}{2} - \frac{x^2}{l} (P_1 + \frac{p}{2} (2l-a)) + \frac{x}{l} (P_1 l + \frac{p}{8} (2l-a)^2).$$



**Tafel I**  
 Die Belastungswerte der Straßenbrücken  
 nach DIN 1072  
 (Ausgabe vom Sept. 1931)





Setzt man hierin  $x = \xi l$  und führt man ferner zur Vereinfachung des Schreibwerks die Momentenwerte

$$(7) \quad \begin{cases} N_2 = P_1 l + p \left( l - \frac{a}{2} \right) l \\ Z_2 = p \left( \frac{a^2}{8} - \frac{l^2}{2} \right) \end{cases}$$

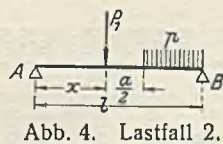


Abb. 4. Lastfall 2.

ein, so nimmt die Momentengleichung die Form an:

$$(8) \quad M_x = \xi^3 \frac{p l^2}{2} - \xi^2 N_2 + \xi (N_2 + Z_2)$$

Den Größtwert des Biegemomentes erhält man aus der Bedingung

$$\frac{dM_x}{d\xi} = 0 = 3\xi^2 \frac{p l^2}{2} - 2\xi N_2 + (N_2 + Z_2)$$

$$(9) \quad \xi = \frac{2}{3p l^2} \left( N_2 - \sqrt{N_2^2 - \frac{3p l^2}{2} (N_2 + Z_2)} \right)$$

Lastfall 3. Zwei Einzellasten mit einseitig anschließender Streckenlast nach Abb. 5. Die linke Stützkraft ergibt sich aus

$$\begin{aligned} A l &= P_1 (l - x) + P_2 (l - x + a) + \frac{p}{2} \left( l - x - \frac{a}{2} \right)^2 \\ &= R (l - x) + P_2 a + \frac{p}{2} \left( l - \frac{a}{2} \right)^2 - p x \left( l - \frac{a}{2} \right) + \frac{p x^2}{2} \\ &= x^2 \frac{p}{2} - x \left[ R + p \left( l - \frac{a}{2} \right) \right] + R l + P_2 a + \frac{p}{2} \left( l - \frac{a}{2} \right)^2 \end{aligned}$$

Das Biegemoment im Schnitte bei  $P_1$  ist damit

$$\begin{aligned} M_x &= A x - P_2 a \\ &= \frac{x^3}{l} \cdot \frac{p}{2} - \frac{x^2}{l} \left[ R + p \left( l - \frac{a}{2} \right) \right] + \frac{x}{l} \left[ R l + P_2 a + \frac{p}{2} \left( l - \frac{a}{2} \right)^2 \right] - P_2 a \end{aligned}$$

Mit den Werten

$$(10) \quad \begin{cases} N_3 = R l + p l \left( l - \frac{a}{2} \right) \\ \text{und } Z_3 = p \left( \frac{a^2}{8} - \frac{l^2}{2} \right) \end{cases}$$

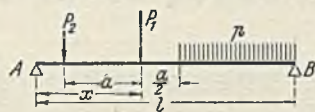


Abb. 5. Lastfall 3.

nimmt dann die Momentengleichung wieder die Form an:

$$(11) \quad M_x = \xi^3 \frac{p l^2}{2} - \xi^2 N_3 + \xi (N_3 + Z_3) - P_2 a$$

Der Größtwert ergibt sich wieder, wie im Lastfall 2, für

$$(12) \quad \xi = \frac{2}{3p l^2} \left( N_3 - \sqrt{N_3^2 - \frac{3p l^2}{2} (N_3 + Z_3)} \right)$$

Lastfall 4. Für den zumelst vorliegenden Fall zweier Einzellasten mit beiderseits anschließender Streckenlast nach Abb. 6 ist

$$\begin{aligned} A l &= p \frac{l^2}{2} - p 2 a \left( l - x + \frac{a}{2} \right) + P_1 (l - x) + P_2 (l - x + a) \\ &= R (l - x) + P_2 a + p \left( \frac{l^2}{2} - 2 a \frac{2l + a}{2} \right) + 2 p a x \\ &= -x (R - 2 p a) + R l + P_2 a + p \left( \frac{l^2}{2} - 2 l a - a^2 \right) \end{aligned}$$

Das Moment unter der Last  $P_1$  ist dann

$$\begin{aligned} M_x &= A x - \frac{p}{2} \left[ x^2 - \left( \frac{3a}{2} \right)^2 \right] - P_2 a \\ &= -\frac{x^2}{l} (R - 2 p a) + \frac{x}{l} (R l + P_2 a) + \frac{x p}{l^2} (l^2 - 4 l a - 2 a^2) \\ &\quad - x^2 \frac{p}{2} + p \frac{9 a^2}{8} - P_2 a \\ &= -\frac{x^2}{l} (R - 2 p a + \frac{p l}{2}) + \frac{x}{l} \left[ R l + P_2 a + p \left( \frac{l^2}{2} - 2 l a - a^2 \right) \right] \\ &\quad + \frac{9}{8} p a^2 - P_2 a \end{aligned}$$

Mit den Werten

$$(13) \quad \begin{cases} N_4 = R l + p l \left( \frac{l}{2} - 2 a \right) \\ \text{und } Z_4 = P_2 a - p a^2 \end{cases}$$

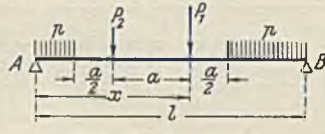


Abb. 6. Lastfall 4.

erhält man die Momentengleichung in der Form

$$(14) \quad M_x = -\xi^2 N_4 + \xi (N_4 + Z_4) - (P_2 a - \frac{9}{8} p a^2)$$

Den Größtwert des Biegemomentes findet man aus der Bedingung

$$\frac{dM_x}{d\xi} = 0 = (N_4 + Z_4) - 2\xi N_4$$

für die Laststellung bei

$$(15) \quad \xi = \frac{x}{l} = \frac{N_4 + Z_4}{2 N_4}$$

$$(16) \quad \max M = \frac{(N_4 + Z_4)^2}{4 N_4} + \frac{p a^2}{8} - Z_4$$

Diese ungünstigste Laststellung entspricht einem Abstände  $e$  der größeren Einzellast von der Mitte:

$$(17) \quad e = x - \frac{l}{2} = l \cdot \frac{Z_4}{2 N_4} = \frac{a}{2} \cdot \frac{P_2 - p a}{p l / 2 + R - 2 p a}$$

Lastfall 5. Für zwei Einzellasten allein (Abb. 7) erhält man den Größtwert des Biegemomentes, wenn man in Gl. 13 u. 17 den Wert  $p = 0$  setzt. Dann ist mit  $N_5 = R l$  und  $Z_5 = P_2 a = R r$

$$(18) \quad \max M = \frac{(R l + R r)^2}{4 R l} - R r = R \frac{(l - r)^2}{4 l}$$

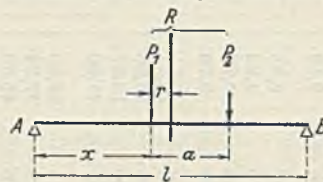


Abb. 7. Lastfall 5.

wenn  $r = a \frac{P_2}{R}$  der Abstand der Mittelkraft von der größeren Last ist.

Die Grenzen für die einzelnen Lastfälle ergeben sich einerseits aus der Bedingung, daß die Lastgruppen der Abb. 3 bis 7 jeweils auf dem Träger Platz finden. Beispielsweise zeigt Abb. 8 die ungünstigsten Laststellungen der Lastgruppe D1 bei von 0 zunehmender Stützweite  $l$ . Aus dieser Darstellung, die angenähert auch für die übrigen Lastgruppen gilt, ist zu ersehen, daß die Grenzen der Lastfälle 1 u. 2, sowie der Lastfälle 3 u. 4 eindeutig durch das Hinzutreten der Streckenlasten gegeben sind, wogegen die Grenze zwischen den Lastfällen 2 u. 3 sich aus der Bedingung  $\max M_2 = \max M_3$  ergibt.

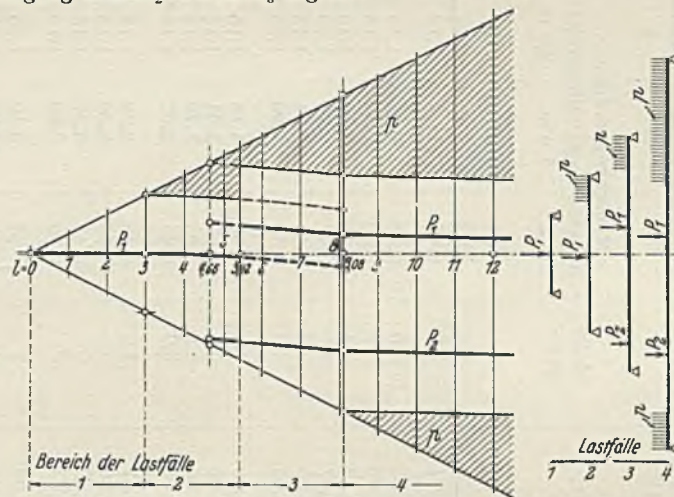


Abb. 8. Ungünstigste Laststellungen der Lastgruppe D1.

Mit Hilfe der vorstehenden Gleichungen sind sodann die Zahlenwerte der Tafeln II bis IV für die Größtwerte der Biegemomente berechnet worden. Sie sind für die Stützweiten von 3 bis 150 m angegeben, da für kleinere Stützweiten die Berechnung nach der Gl. 6 bequemer ist als die Benutzung von Tafelwerten mit Zwischenschaltung. Differenzwerte sind nur für die Momente angegeben, weil die für größere Stützweiten bequemeren Belastungsgleichwerte  $p_m$  so wenig voneinander abweichen, daß die Zwischenschaltung auch ohne Angabe der Zwischenwerte stattfinden kann, um so mehr, als die Belastungsgleichwerte  $p_m$ , ebenso wie die Streckenlasten  $p$ , auf volle 10 kg/m bzw. auf volle 0,01 t/m abzurunden sind.

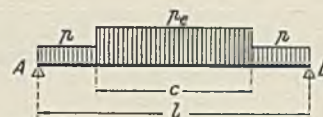


Abb. 9.

Hierzu sei noch bemerkt, daß die nach DIN 1072 zugelassene Berechnung der Biegemomente für Träger von mehr als 30 m Stützweite unter Benutzung der in Liste I angegebenen Ersatzlasten  $p_e$

eine gute Übereinstimmung mit den genauen Momentenwerten ergibt. Nach Abb. 9 ist das Größtmoment für 1 m Breite

$$(19) \quad \begin{cases} \max M = p \frac{l^2}{8} + (b p_e - p) 2 a \left( \frac{l}{4} - \frac{2 a}{8} \right) \\ = \frac{p}{8} (l - 2 a)^2 + \frac{b p_e}{2} a (l - a) \end{cases}$$

und der Belastungsgleichwert

$$(20) \quad p_m = \frac{8 \max M}{l^2} = p \left( \frac{l - 2 a}{l} \right)^2 + b p_e \frac{4 a (l - a)}{l^2}$$

also für  $a = 3$  m und  $b = 2,5$  m:

$$(19a) \quad \max M = p \frac{(l - 6)^2}{8} + p_e \frac{7,5}{2} (l - 3)$$

$$(20a) \quad p_m = p \left( \frac{l - 6}{l} \right)^2 + p_e \frac{30 (l - 3)}{l^2}$$



Tafel II.  
Biegemomente max M und Belastungsgleichwerte  $P_m$  der Langträger für Straßenbrücken der Klasse I.

1	2	3		4	5	6	7	8	9	10
		$P_0$ t/m <sup>2</sup>	$\frac{M}{l}$ tm							
Stützweite l m	≤ 3,0	Menschengedrange p für eine Laststreifenbreite 1,0 m		Dampfwalze D I $P_1 = 14,0 t$ ; $P_2 = 10,0 t$ ; p = nach Liste 1	max M <sub>D</sub> tm	$\frac{J}{l}$ tm/m	P <sub>m</sub> t/m	max M <sub>K</sub> tm	$\frac{J}{l}$ tm/m	P <sub>m</sub> t/m
		Lastkraftwagen K I $P_1 = 8,0 t$ ; $P_2 = 4,0 t$ ; p = nach Liste 1								
3,0	0,50	0,50	0,56	1,25	10,50	3,50	28/l	2,00	2,00	16/l
3,0	0,50	0,50	0,64	1,25	11,20	3,50	9,33	6,00	2,00	5,33
3,2	0,50	0,50	0,72	1,25	11,91	3,55	8,75	6,40	2,10	5,00
3,4	0,50	0,50	0,81	1,25	12,63	3,60	8,25	6,82	2,10	4,72
3,6	0,50	0,50	0,90	1,25	13,36	3,65	7,78	7,24	2,10	4,47
3,8	0,50	0,50	1,00	1,25	14,10	3,70	7,40	7,66	2,15	4,25
4,0	0,50	0,50	1,00	1,25	14,10	3,74	7,05	8,09	2,20	4,05
4,5	0,50	0,50	1,27	1,25	15,97	3,78	6,31	9,19	2,32	3,63
5,0	0,50	0,50	1,56	1,25	17,86	4,02	5,72	10,35	2,42	3,32
5,5	0,50	0,50	1,84	1,25	19,87	6,00	5,26	11,56	2,74	3,06
6,0	0,50	0,50	2,25	1,25	22,87	6,22	5,08	12,93	3,42	2,88
7,0	0,50	0,50	3,06	1,25	29,09	6,45	4,75	16,35	3,64	2,67
8,0	0,50	0,50	4,00	1,25	35,54	6,72	4,45	19,99	3,82	2,50
9,0	0,50	0,50	5,06	1,25	42,26	7,04	4,17	23,81	4,10	2,35
10	0,50	0,50	6,25	1,25	49,30	7,52	3,95	27,91	4,56	2,23
12	0,50	0,50	9,00	1,25	64,34	8,16	3,58	37,03	5,19	2,06
14	0,50	0,50	12,25	1,25	80,66	8,79	3,30	47,41	5,81	1,94
16	0,50	0,50	16,00	1,25	98,24	9,43	3,07	59,03	6,44	1,85
18	0,50	0,50	20,25	1,25	117,1	10,05	2,89	71,91	7,06	1,78
20	0,50	0,50	25,00	1,25	137,2	10,7	2,75	86,03	7,69	1,72
22	0,50	0,50	30,25	1,25	158,6	11,3	2,63	101,4	8,35	1,68
24	0,50	0,50	36,00	1,25	181,2	11,8	2,52	118,1	8,85	1,64
26	0,50	0,50	42,25	1,25	204,9	12,4	2,43	135,8	9,40	1,61
28	0,50	0,50	49,00	1,25	229,7	13,0	2,35	154,6	10,0	1,58
30	0,50	0,50	56,25	1,24	255,6	13,5	2,28	174,5	10,6	1,55
32	0,50	0,50	64,0	1,24	282,6	14,1	2,21	195,6	11,1	1,53
34	0,50	0,50	72,3	1,23	310,8	14,7	2,15	217,7	11,6	1,51
36	0,49	0,49	79,4	1,23	340,0	15,2	2,10	240,9	12,2	1,49
38	0,49	0,49	88,5	1,22	370,3	15,7	2,05	265,2	12,7	1,47
40	0,49	0,49	98,0	1,22	401,7	16,2	2,01	290,6	13,2	1,45
42	0,49	0,49	108,0	1,21	434,1	16,7	1,97	317,0	13,7	1,44
44	0,49	0,49	118,6	1,21	467,5	17,2	1,93	344,4	14,2	1,43
46	0,48	0,48	127,0	1,20	501,9	17,7	1,90	372,9	14,7	1,41
48	0,48	0,48	138,2	1,20	537,3	18,1	1,87	402,3	15,2	1,40
50	0,48	0,48	150,0	1,19	573,4	19,1	1,84	432,7	16,0	1,39
55	0,47	0,47	177,7	1,18	669,0	20,2	1,77	513,0	17,2	1,36
60	0,47	0,47	211,5	1,17	770,1	21,3	1,72	599,1	18,3	1,34
65	0,46	0,46	242,9	1,15	876,7	22,4	1,66	690,7	19,4	1,31
70	0,46	0,46	281,8	1,14	988,7	23,4	1,62	787,7	20,4	1,29
75	0,45	0,45	316,4	1,13	1106	24,4	1,58	889,8	21,4	1,27
80	0,45	0,45	360,0	1,12	1228	25,8	1,54	996,8	22,8	1,25
90	0,44	0,44	446	1,09	1486	27,4	1,47	1225	24,4	1,21
100	0,43	0,43	538	1,07	1760	28,9	1,41	1469	25,9	1,18
110	0,42	0,42	635	1,04	2049	30,2	1,36	1728	27,2	1,15
120	0,41	0,41	738	1,02	2351	33,7	1,31	2000	30,7	1,12
130	0,40	0,40	845	1,00	2688	38,3	1,28	2307	35,3	1,10
140	0,40	0,40	940	1,00	3071	40,7	1,26	2660	37,7	1,09
150	0,40	0,40	1125	1,00	3478		1,24	3037		1,08

Tafel III.  
Biegemomente max M und Belastungsgleichwerte  $P_m$  der Langträger für Straßenbrücken der Klasse II.

1	2	3		4	5	6	7	8	9	10
		$P_0$ t/m <sup>2</sup>	$\frac{M}{l}$ tm							
Stützweite l m	≤ 3,0	Menschengedrange p für eine Laststreifenbreite 1,0 m		Dampfwalze D II $P_1 = 9 t$ ; $P_2 = 7 t$ ; p = nach Liste 1	max M <sub>D</sub> tm	$\frac{J}{l}$ tm/m	P <sub>m</sub> t/m	max M <sub>K</sub> tm	$\frac{J}{l}$ tm/m	P <sub>m</sub> t/m
		Lastkraftwagen K II $P_1 = 6,0 t$ ; $P_2 = 3,0 t$ ; p = nach Liste 1								
3,0	0,45	0,45	0,51	1,13	6,75	2,25	18/l	1,50	1,50	12/l
3,0	0,45	0,45	0,58	1,13	7,20	2,25	6,00	4,50	2,25	4,00
3,2	0,45	0,45	0,65	1,13	7,66	2,30	5,63	4,80	2,30	3,75
3,4	0,45	0,45	0,73	1,13	8,13	2,35	5,30	5,12	2,35	3,55
3,6	0,45	0,45	0,81	1,13	8,60	2,35	5,02	5,44	2,35	3,36
3,8	0,45	0,45	0,90	1,13	9,08	2,40	4,77	5,76	2,40	3,20
4,0	0,45	0,45	0,90	1,13	9,08	2,44	4,54	6,10	2,44	3,05
4,5	0,45	0,45	1,14	1,13	10,30	2,52	4,07	6,95	2,52	2,75
5,0	0,45	0,45	1,41	1,13	11,56	2,60	3,70	7,83	2,60	2,51
5,5	0,45	0,45	1,70	1,13	12,86	4,12	3,40	8,76	4,12	2,32
6,0	0,45	0,45	2,03	1,13	14,92	4,24	3,32	9,76	4,24	2,17
7,0	0,45	0,45	2,76	1,13	19,16	4,44	3,13	12,41	4,44	2,03
8	0,45	0,45	3,60	1,13	23,60	4,67	2,95	15,26	4,67	1,91
9	0,45	0,45	4,56	1,13	28,27	4,94	2,80	18,27	4,94	1,81
10	0,45	0,45	5,63	1,13	33,21	5,38	2,66	21,60	5,38	1,73
12	0,45	0,45	8,10	1,13	43,98	5,96	2,45	28,90	5,96	1,61
14	0,45	0,45	11,03	1,13	55,89	6,52	2,29	37,34	6,52	1,53
16	0,45	0,45	14,40	1,13	68,93	7,10	2,16	46,89	7,10	1,47
18	0,45	0,45	18,23	1,13	83,12	7,64	2,06	57,58	7,64	1,43
20	0,45	0,45	22,50	1,13	98,40	8,25	1,97	69,38	8,25	1,39
22	0,45	0,45	27,23	1,13	114,9	8,75	1,91	82,32	8,75	1,36
24	0,45	0,45	32,40	1,13	132,4	9,30	1,84	96,38	9,30	1,34
26	0,45	0,45	38,03	1,13	151,0	9,75	1,79	111,5	9,75	1,32
28	0,45	0,45	44,10	1,12	170,5	10,2	1,74	127,5	10,2	1,30
30	0,45	0,45	50,63	1,12	190,9	10,8	1,70	144,4	10,8	1,29
32	0,45	0,45	57,6	1,11	212,4	11,3	1,66	162,4	11,3	1,27
34	0,45	0,45	65,1	1,11	234,9	11,7	1,63	181,4	11,7	1,26
36	0,44	0,44	71,3	1,10	258,3	12,2	1,60	201,3	12,2	1,25
38	0,44	0,44	79,4	1,10	282,6	12,7	1,57	222,2	12,7	1,23
40	0,44	0,44	88,0	1,09	307,9	13,1	1,54	244,0	13,1	1,22
42	0,44	0,44	97,0	1,09	334,1	13,6	1,52	266,7	13,6	1,21
44	0,44	0,44	106,5	1,08	361,3	14,0	1,50	290,3	14,0	1,20
46	0,43	0,43	113,7	1,08	389,3	14,4	1,48	314,8	14,4	1,19
48	0,43	0,43	123,9	1,07	418,1	14,9	1,46	340,2	14,9	1,18
50	0,43	0,43	134,4	1,07	447,9	15,6	1,44	366,4	15,6	1,18
55	0,42	0,42	158,8	1,05	525,9	16,6	1,40	435,7	16,6	1,16
60	0,42	0,42	189,0	1,05	608,9	17,6	1,36	509,9	17,6	1,14
65	0,41	0,41	216,5	1,03	696,7	18,5	1,32	589,0	18,5	1,12
70	0,41	0,41	251,1	1,02	789,1	19,3	1,29	672,6	19,3	1,10
75	0,40	0,40	281,3	1,00	885,7	20,2	1,26	760,6	20,2	1,09
80	0,40	0,40	320,0	0,99	986,6	21,4	1,24	852,6	21,4	1,07
90	0,39	0,39	395	0,97	1204	22,6	1,19	1048	22,6	1,04
100	0,38	0,38	475	0,94	1426	23,9	1,14	1257	23,9	1,01
110	0,37	0,37	560	0,92	1665	24,8	1,10	1478	24,8	0,98
120	0,36	0,36	648	0,89	1913	28,0	1,07	1709	28,0	0,95
130	0,35	0,35	740	0,88	2193	32,2	1,04	1971	32,2	0,94
140	0,35	0,35	858	0,88	2515	34,4	1,			



Tafel V.  
Momentenbeiwerte  $\mu = \frac{M_x}{\max M}$  für seitliche Trägerschnitte.

Stützweite $l$ m	Menschengedrange $p$ 1,0 m 1,0 m 2,5 m		Dampfwalze D III $P_1 = 5 t; P_2 = 2 t;$ $p = \text{nach Liste 1}$		Lastkraftwagen K III $P_1 = 4,5 t; P_2 = 1,5 t;$ $p = \text{nach Liste 1}$		Dampfwalze $D_0$ der Kl. I allein $P_1 = 14 t; P_2 = 10 t;$ $p = 0$		Beiwert $\mu$ für				
	$p_0$ t/m <sup>2</sup>	$\max M$ tm	$\max M$ tm	$\frac{\Delta \max M D}{\Delta l}$ tm/m	$\max M_K$ tm	$\frac{\Delta \max M K}{\Delta l}$ tm/m	$\max M_{D_0}$ tm	$\frac{\Delta \max M D_0}{\Delta l}$ tm/m	$\mu_g$ ( $e = 0;$ $\alpha = 0,50$ )	Hauptträger mit $l > 20$ m ( $e = 0,02 l;$ $\alpha = 0,48$ )	sonstige Träger ( $e = 0,06 l;$ $\alpha = 0,44$ )	$x/l$	$\xi$
	$l$	$p$	$p$	$\frac{\Delta \max M D}{\Delta l}$	$\max M_K$	$\frac{\Delta \max M K}{\Delta l}$	$\max M_{D_0}$	$\frac{\Delta \max M D_0}{\Delta l}$	$\mu_g$	$\mu_p$	$\mu_p$		
$\leq 3,0$	0,40	1,00	1,25	1,25	1,125	1,125	3,50	3,50	0,19	0,1975	0,1975		
3,0	0,40	0,45	3,75	3,33	3,38	3,33	10,50	3,50	0,3055	0,373	0,373	0,2144	0,05
3,2	0,40	0,51	4,00	3,13	3,60	1,14	11,20	3,50	0,3055	0,373	0,373	0,2144	0,05
3,4	0,40	0,58	4,26	1,30	3,84	1,17	11,90	3,50	0,36	0,373	0,373	0,2144	0,05
3,6	0,40	0,65	4,53	1,35	4,08	1,20	12,60	3,50	0,3916	0,4058	0,4058	0,2144	0,05
3,8	0,40	0,72	4,80	1,35	4,32	1,26	13,30	3,50	0,3950	0,4094	0,4094	0,2144	0,05
4,0	0,40	0,80	5,07	1,44	4,57	1,32	14,00	3,50	0,4224	0,4375	0,4375	0,2144	0,05
4,5	0,40	1,01	5,79	1,50	5,23	1,38	15,75	3,50	0,4375	0,4519	0,4519	0,2144	0,05
5,0	0,40	1,25	6,54	1,58	5,92	1,46	17,50	4,30	0,4524	0,4684	0,4684	0,2144	0,05
5,5	0,40	1,51	7,33	1,66	6,65	1,52	19,70	5,72	0,4816	0,4982	0,4982	0,2144	0,05
6,0	0,40	1,80	8,16	1,82	7,41	1,65	22,56	5,72	0,51	0,5273	0,5273	0,2144	0,05
7	0,40	2,45	10,26	2,10	9,25	1,89	28,34	5,78	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
8	0,40	3,20	12,57	2,31	11,34	2,09	34,17	5,83	0,5376	0,5555	0,5555	0,2144	0,05
9	0,40	4,05	15,05	2,48	13,59	2,25	40,04	5,87	0,5555	0,5739	0,5739	0,2144	0,05
10	0,40	5,00	17,65	2,60	15,97	2,39	45,94	5,90	0,5644	0,5829	0,5829	0,2144	0,05
12	0,40	7,20	23,65	3,00	21,45	2,73	57,78	5,92	0,5904	0,6093	0,6093	0,2144	0,05
14	0,40	9,80	30,65	3,50	27,93	3,24	69,67	5,94	0,6156	0,6350	0,6350	0,2144	0,05
16	0,40	12,80	38,64	4,00	35,61	3,84	81,59	5,96	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
18	0,40	16,20	47,64	4,50	43,91	4,15	93,52	5,97	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
20	0,40	20,00	57,64	5,00	53,40	4,74	105,5	5,97	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
22	0,40	24,20	68,64	5,50	63,90	5,25	117,5	5,98	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
24	0,40	28,80	80,64	6,00	75,39	5,75	129,5	5,98	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
26	0,40	33,80	93,51	6,44	87,76	6,19	141,4	5,99	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
28	0,40	39,20	107,2	6,85	101,0	6,62	153,4	5,99	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
30	0,40	45,00	121,8	7,30	115,0	7,00	165,3	5,99	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
32	0,40	51,2	137,2	7,70	129,9	7,45	177,3	5,99	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
34	0,40	57,8	153,4	8,10	145,7	7,80	189,3	5,99	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
36	0,39	63,2	170,5	8,55	162,3	8,20	201,3	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
38	0,39	70,4	188,5	9,00	179,7	8,70	213,3	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
40	0,39	78,0	207,2	9,35	198,0	9,15	225,3	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
42	0,39	86,0	226,7	9,75	217,0	9,50	237,3	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
44	0,39	94,4	247,0	10,2	236,8	9,90	249,2	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
46	0,38	100,5	268,1	10,6	257,4	10,3	261,2	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
48	0,38	109,5	289,9	10,9	278,7	10,7	273,2	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
50	0,38	118,7	312,5	11,3	300,7	11,0	285,1	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
55	0,37	139,9	371,9	11,9	358,9	11,7	315,1	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
60	0,37	166,5	435,7	12,8	421,5	12,5	345,1	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
65	0,36	190,1	503,4	13,6	487,9	13,3	375,1	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
70	0,36	220,5	574,9	14,3	558,2	14,1	405,2	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
75	0,35	246,1	650,0	15,0	632,0	14,8	435,2	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
80	0,35	280,0	728,4	15,7	709,1	15,4	465,2	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
90	0,34	344,3	894,2	16,6	872,4	16,4	525,1	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
100	0,33	412,5	1070	17,6	1046	17,4	585,1	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
110	0,32	484,0	1255	18,5	1229	18,3	645,1	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
120	0,31	558,0	1447	19,2	1418	18,9	705,1	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
130	0,30	633,8	1667	20,0	1618	19,7	765,1	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
140	0,30	735,0	1927	20,6	1892	20,5	825,1	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05
150	0,30	843,8	2205	21,7	2168	21,6	885,1	6,00	0,64	0,6597	0,6597	0,2144	0,05

Tafel IV.  
Biegemomente  $\max M$  und Belastungsgleichwerte  $p_m$  der Langträger für Straßenbrücken der Klasse III.

Stützweite $l$ m	Menschengedrange $p$ 1,0 m 1,0 m 2,5 m		Dampfwalze D III $P_1 = 5 t; P_2 = 2 t;$ $p = \text{nach Liste 1}$		Lastkraftwagen K III $P_1 = 4,5 t; P_2 = 1,5 t;$ $p = \text{nach Liste 1}$		Dampfwalze $D_0$ der Kl. I allein $P_1 = 14 t; P_2 = 10 t;$ $p = 0$	
	$p_0$ t/m <sup>2</sup>	$\max M$ tm	$\max M$ tm	$\frac{\Delta \max M D}{\Delta l}$ tm/m	$\max M_K$ tm	$\frac{\Delta \max M K}{\Delta l}$ tm/m	$\max M_{D_0}$ tm	$\frac{\Delta \max M D_0}{\Delta l}$ tm/m
$\leq 3,0$	0,40	1,00	1,25	1,25	1,125	1,125	3,50	3,50
3,0	0,40	0,45	3,75	3,33	3,38	3,33	10,50	3,50
3,2	0,40	0,51	4,00	3,13	3,60	1,14	11,20	3,50
3,4	0,40	0,58	4,26	1,30	3,84	1,17	11,90	3,50
3,6	0,40	0,65	4,53	1,35	4,08	1,20	12,60	3,50
3,8	0,40	0,72	4,80	1,35	4,32	1,26	13,30	3,50
4,0	0,40	0,80	5,07	1,44	4,57	1,32	14,00	3,50
4,5	0,40	1,01	5,79	1,50	5,23	1,38	15,75	3,50
5,0	0,40	1,25	6,54	1,58	5,92	1,46	17,50	4,30
5,5	0,40	1,51	7,33	1,66	6,65	1,52	19,70	5,72
6,0	0,40	1,80	8,16	1,82	7,41	1,65	22,56	5,72
7	0,40	2,45	10,26	2,10	9,25	1,89	28,34	5,78
8	0,40	3,20	12,57	2,31	11,34	2,09	34,17	5,83
9	0,40	4,05	15,05	2,48	13,59	2,25	40,04	5,87
10	0,40	5,00	17,65	2,60	15,97	2,39	45,94	5,90
12	0,40	7,20	23,65	3,00	21,45	2,73	57,78	5,92
14	0,40	9,80	30,65	3,50	27,93	3,24	69,67	5,94
16	0,40	12,80	38,64	4,00	35,61	3,84	81,59	5,96
18	0,40	16,20	47,64	4,50	43,91	4,15	93,52	5,96
20	0,40	20,00	57,64	5,00	53,40	4,74	105,5	5,97
22	0,40	24,20	68,64	5,50	63,90	5,25	117,5	5,98
24	0,40	28,80	80,64	6,00	75,39	5,75	129,5	5,98
26	0,40	33,80	93,51	6,44	87,76	6,19	141,4	5,99
28	0,40	39,20	107,2	6,85	101,0	6,62	153,4	5,99
30	0,40	45,00	121,8	7,30	115,0	7,00	165,3	5,99
32	0,40	51,2	137,2	7,70	129,9	7,45	177,3	5,99
34	0,40	57,8	153,4	8,10	145,7	7,80	189,3	5,99
36	0,39	63,2	170,5	8,55	162,3	8,20	201,3	6,00
38	0,39	70,4	188,5	9,00	179,7	8,70	213,3	6,00
40	0,39	78,0	207,2	9,35	198,0	9,15	225,3	6,00
42	0,39	86,0	226,7	9,75	217,0	9,50	237,3	6,00
44	0,39	94,4	247,0	10,2	236,8	9,90	249,2	6,00
46	0,38	100,5	268,1	10,6	257,4	10,3	261,2	6,00
48	0,38	109,5	289,9	10,9	278,7	10,7	273,2	6,00
50	0,38	118,7	312,5	11,3	3			



IV. Die Umhüllende der Momentenflächen.

Die Grenzwerte der Biegemomente in den verschiedenen Trägerschnitten ergeben sich für die einzelnen Belastungsfälle aus den Gl. 5, 8, 11 u. 14 für  $M_x$ . Da sie stets unter der größeren der beiden Einzellasten auftreten, kommt für die in der Nähe der Stützen gelegenen Trägerschnitte neben den vorermittelten Laststellungen noch die folgende in Frage.

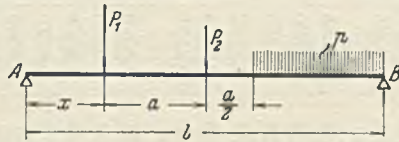


Abb. 10. Lastfall 6.

Lastfall 6. Nach Abb. 10 erhält man die Stützkraft A aus

$$Al = P_1(l-x) + P_2(l-x-a) + \frac{p}{2} \left( l-x-\frac{3a}{2} \right)^2$$

$$= x^2 \frac{p}{2} - x \left[ R + p \left( l-\frac{3a}{2} \right) \right] + Rl - P_2 a + \frac{p}{2} \left( l-\frac{3a}{2} \right)^2$$

und das Biegemoment

$$(21) \quad M_x = Ax = Al\xi = \xi^3 \frac{p l^2}{2} - \xi^2 N + \xi(N+Z),$$

wobei

$$(22) \quad \begin{cases} N = l \left( R - \frac{3pa}{2} \right) + p l^2 \\ Z = -P_2 a + \frac{9}{8} p a^2 - \frac{p l^2}{2} \end{cases}$$

Zu beachten ist ferner, daß bei Verwendung der Gl. 14 (Lastfall 4), für den sich  $x > l/2$  ergibt, jeweils an Stelle von  $x$  der Wert  $(l-x)$  oder an Stelle von  $\xi$  der Wert  $(1-\xi)$  einzusetzen ist.

Wie die je für einen bestimmten Anwendungsbereich gültigen Gleichungen und die Auftragung in Abb. 11 erkennen lassen, ist die die Werte  $M_x$  verbindende Linie im mittleren Teile nach Gl. 14 eine quadratische Parabel, die am Stützenlot (also für  $\xi=0$ ) die Höhe  $M_0 = \frac{9}{8} p a^2 - P_2 a$  anschneldet und im Abstände  $e = \frac{l}{2} \cdot \frac{Z}{N}$  von der

Mittellinie die Höhe  $\max M$  erreicht. Auf die Länge  $x = \frac{a}{2}$  am Trägerende ist sie dagegen nach Gl. 8, 11 u. 21 eine kubische Parabel, die vom Nullpunkte ausgeht und die innere Parabel im Schnitte  $x = \frac{a}{2}$  berührt<sup>4)</sup>.

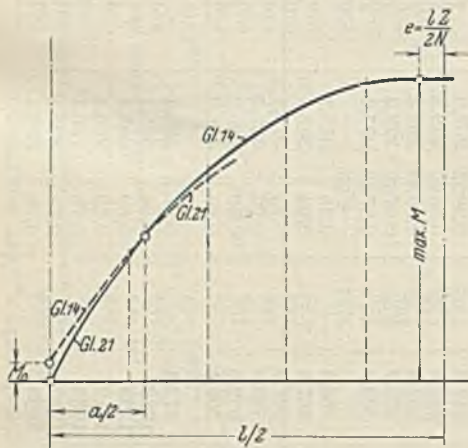


Abb. 11.

Die Umhüllende der Momentengrenzwerte.

$\xi = \frac{x}{l} = 0,1, 0,2, 0,3$  und  $0,4$  den für  $e = 0,06l, 0,02l$  und  $0$  berechneten Werten  $\mu_x$  der Annäherungsparabel gegenübergestellt. Sieht man von dem nur der Vollständigkeit halber mitangegebenen Lastenzug  $D_0$  (Dampfwalze der Klasse I allein, für Brücken der Klassen II und III empfohlen) ab, so ist aus Liste 3 zu ersehen, daß für Stützweiten über 20 m die nach Abb. 12, aber mit  $e = 0,02l$  gezeichnete Parabel als Umhüllende der Momentenfläche vollkommen genügt.

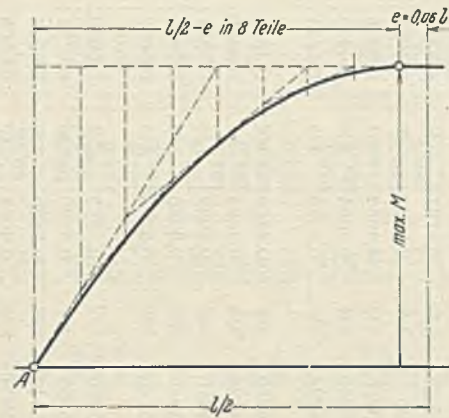


Abb. 12. Annäherungsparabel.

In Tafel V sind die für  $e = 0; e = 0,02l$  und  $e = 0,06l$  berechneten Werte  $\mu$  für verschiedene  $\xi$ -Werte angegeben. Diese sind in den für Blechträger zumeist gebrauchten Grenzen  $\xi = 0,1$  bis  $0,3$  um je  $0,01$  abgestuft, überdies aber auch für eine Anzahl echter Brüche  $x/l$  gegeben, so daß die Tafel auch für Fachwerkträger gleicher Felderteilung mit 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12 und 20 Feldern unmittelbar die verlangten  $\mu$ -Werte enthält. Die Tangentenwerte  $d\mu/d\xi$  dienen zur Berechnung von Zwischenwerten<sup>5)</sup>

$$\mu' = \mu + \frac{d\mu}{d\xi} (\xi' - \xi) \quad \text{oder} \quad \Delta\mu = \Delta\xi \cdot \frac{d\mu}{d\xi}$$

bzw.

$$\xi' = \xi + \frac{\mu' - \mu}{d\mu/d\xi} \quad \text{oder} \quad \Delta\xi = \frac{\Delta\mu}{d\mu/d\xi}$$

Das letzte Glied dieser Gleichung kann im allgemeinen als Größe höherer Ordnung vernachlässigt werden, da hier stets  $\Delta\xi \leq 0,01$  und  $\alpha \cong 0,44$ , also  $\left( \frac{\Delta\xi}{\alpha} \right)^2 < \left( \frac{0,01}{0,44} \right)^2 = \text{rd. } 0,0005$  ist.

Liste 3. Gegenüberstellung der  $\mu_x$ -Werte.

$\mu_x = \frac{M_x}{\max M}$	Für den Lastenzug						Annäherung für $e =$		
	D I	D II	D III	K I	K III	$D_0$	0,06 l	0,02 l	0
$\xi = 0,1$	$l = 10 \text{ m}$	0,405	0,405	0,414	0,407	0,430	0,407	} 0,373	0,360
	$l = 20 \text{ m}$	0,377	0,376	0,392	0,384	0,407	0,382		
	$l = 30 \text{ m}$	0,370	0,361	0,375	0,368	0,386	0,374		
	$l = 50 \text{ m}$	0,382	0,364	0,368	0,366	0,372	0,369		
$\xi = 0,2$	$l = 10 \text{ m}$	0,691	0,686	0,692	0,678	0,715	0,708	} 0,660	0,640
	$l = 20 \text{ m}$	0,660	0,658	0,642	0,643	0,663	0,673		
	$l = 30 \text{ m}$	0,651	0,649	0,640	0,641	0,640	0,662		
	$l = 50 \text{ m}$	0,645	0,644	0,645	0,644	0,648	0,653		
$\xi = 0,3$	$l = 10 \text{ m}$	0,886	0,880	0,851	0,837	0,875	0,904	} 0,859	0,840
	$l = 20 \text{ m}$	0,858	0,855	0,837	0,840	0,833	0,872		
	$l = 30 \text{ m}$	0,850	0,848	0,838	0,840	0,838	0,862		
	$l = 50 \text{ m}$	0,845	0,844	0,843	0,842	0,844	0,854		
$\xi = 0,4$	$l = 10 \text{ m}$	0,985	0,982	0,947	0,953	0,934	0,994	} 0,972	0,960
	$l = 20 \text{ m}$	0,971	0,969	0,956	0,959	0,954	0,979		
	$l = 30 \text{ m}$	0,966	0,965	0,958	0,960	0,958	0,974		
	$l = 50 \text{ m}$	0,963	0,962	0,961	0,961	0,962	0,969		

<sup>5)</sup> Mit den Bezeichnungen der

Abb. 12a ist  $\mu = \frac{\xi}{\alpha^2} (2\alpha - \xi)$ , also

$$\frac{d\mu}{d\xi} = 2 \cdot \frac{\alpha - \xi}{\alpha^2}. \quad \text{Der genaue Wert } \mu'$$

für  $\xi' = \xi + \Delta\xi$  ist

$$\mu' = \frac{\xi'}{\alpha^2} (2\alpha - \xi')$$

$$= \mu + \frac{1}{\alpha^2} [\xi' (2\alpha - \xi') - \xi (2\alpha - \xi)]$$

$$= \mu + \frac{\Delta\xi}{\alpha^2} [2\alpha - (2\xi + \Delta\xi)]$$

$$= \mu + \Delta\xi \frac{d\mu}{d\xi} - \left( \frac{\Delta\xi}{\alpha} \right)^2$$

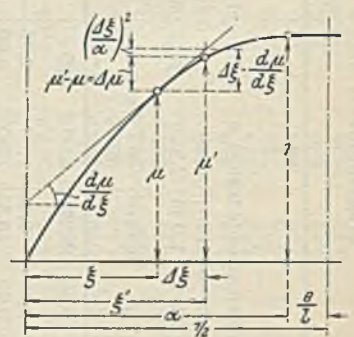


Abb. 12a.

<sup>4)</sup> Vgl. auch O. Domke, Die Momentengrenzlinie, Der Stahlbau 1929, S. 210 und H. Gottfeld, Die  $\mu$ -Werte für die Berechnung der Momente und Querkräfte von Straßenbrücken nach DIN 1072, Der Stahlbau 1930, S. 102.



V. Die Querkräfte.

Die Größtwerte der Querkräfte für einen beliebigen Trägerschnitt entstehen dann, wenn nach Abb. 16 die eine Trägerseite bis an den Schnitt heran in ungünstigster Weise vollbelastet, die andere aber lastfrei ist. Bezeichnet

$y = l_x = l - x$  = die Länge der Laststrecke von der rechten Stütze  $B$  her gerechnet,

$M_b$  = das statische Moment der Lasten in dieser Strecke in bezug auf den Stützpunkt  $B$ ,

dann ist für die Lastfälle 7 bis 10 (vgl. Abb. 13 bis 16) die Querkraft in einem Schnitt innerhalb der Strecke  $x$

$$(23) \quad Q_x = A = \frac{M_b}{l},$$

wobei  $M_b$  folgende Werte hat:

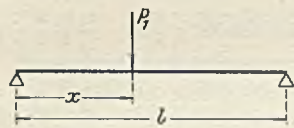


Abb. 13. Lastfall 7.

Lastfall 7. Eine Einzellast nach Abb. 13

(für  $x < a$  und  $y < \frac{a}{2}$ ):

$$(24) \quad M_{b7} = P_1(l-x) = P_1 y.$$

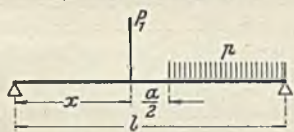


Abb. 14. Lastfall 8.

Lastfall 8. Eine Einzellast mit anschließender Streckenlast nach Abb. 14

(für  $x < a$  und  $y > \frac{a}{2}$ ):

$$(25) \quad \begin{cases} M_{b8} = P_1(l-x) + \frac{p}{2}(l-x-\frac{a}{2})^2 \\ = P_1 y + \frac{p}{2}(y-1,5)^2. \end{cases}$$

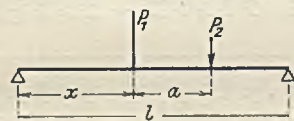


Abb. 15. Lastfall 9.

Lastfall 9. Zwei Einzellasten nach Abb. 15 (für  $x > a$  und  $y < \frac{3}{2}a$ ):

$$(26) \quad \begin{cases} M_{b9} = P_1(l-x) \\ + P_2(l-x-a) \\ = Ry - P_2 \cdot 3,0. \end{cases}$$

Lastfall 10. Zwei Einzellasten mit anschließender Streckenlast nach Abb. 16 (für  $x > 0$  und  $y > \frac{3}{2}a$ ):

$$(27) \quad \begin{cases} M_{b10} = P_1(l-x) + P_2(l-x-a) + \frac{p}{2}(l-x-\frac{3a}{2})^2 \\ = Ry - P_2 a + \frac{p}{2}(y-4,5)^2. \end{cases}$$

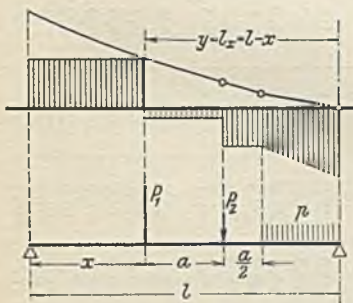


Abb. 16. Lastfall 10.

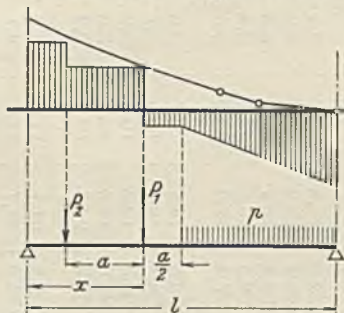


Abb. 17. Lastfall 11.

Tafel VI.

Querkräfte max Q der Langträger für Straßenbrücken der Klasse I.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13												
													Laststreifen von 2,5 m Breite								Laststreifen von 1,0 m Breite mit			
													Dampfwalze D I mit anschließendem Menschengedrange				Lastkraftwagen K I mit anschließendem Menschengedrange				Menschengedrange p I			
Stützweite l in m	x=0	x=1/4 l	x=1/2 l	x=3/4 l	x=0	x=1/4 l	x=1/2 l	x=3/4 l	x=0	x=1/4 l	x=1/2 l	x=3/4 l												
1,5	14,00	10,50	7,00	3,50	8,00	6,00	4,00	2,00	0,38	0,21	0,10	0,03												
2,0	14,08	10,50	7,00	3,50	8,08	6,00	4,00	2,00	0,50	0,28	0,13	0,03												
2,5	14,25	10,54	7,00	3,50	8,25	6,04	4,00	2,00	0,63	0,35	0,16	0,04												
3,0	14,47	10,62	7,00	3,50	8,47	6,12	4,00	2,00	0,75	0,42	0,19	0,05												
3,5	15,41	10,73	7,02	3,50	8,72	6,22	4,01	2,00	0,88	0,49	0,22	0,06												
4,0	16,50	10,85	7,04	3,50	9,00	6,35	4,04	2,00	1,00	0,56	0,25	0,06												
4,5	17,33	11,34	7,08	3,50	9,34	6,49	4,08	2,00	1,13	0,63	0,28	0,07												
5,0	18,03	12,00	7,13	3,50	9,63	6,63	4,13	2,00	1,25	0,70	0,31	0,08												
6	19,24	13,00	7,24	3,50	10,24	7,00	4,24	2,00	1,50	0,85	0,38	0,10												
7	20,27	13,77	7,71	3,50	10,85	7,34	4,29	2,00	1,75	0,99	0,44	0,11												
8	21,21	14,43	8,25	3,50	11,46	7,68	4,50	2,00	2,00	1,13	0,50	0,13												
9	22,07	15,02	8,66	3,50	12,07	8,02	4,67	2,00	2,25	1,27	0,56	0,14												
10	22,89	15,56	9,02	3,50	12,69	8,36	4,82	2,00	2,50	1,41	0,63	0,16												
12	24,43	16,56	9,62	3,50	13,93	9,05	5,12	2,00	3,00	1,69	0,75	0,19												
14	25,89	17,47	10,14	3,86	15,17	9,76	5,42	2,14	3,50	1,97	0,88	0,22												
16	27,29	18,33	10,61	4,12	16,42	10,45	5,73	2,25	4,00	2,25	1,00	0,25												
18	28,66	19,16	11,04	4,33	17,66	11,15	6,04	2,33	4,50	2,53	1,13	0,28												
20	30,01	19,95	11,45	4,52	18,91	11,85	6,35	2,41	5,00	2,81	1,25	0,31												
22	31,4	20,8	11,9	4,7	20,2	12,6	6,7	2,5	5,50	3,10	1,38	0,35												
24	32,7	21,5	12,2	4,8	21,4	13,3	7,0	2,6	6,00	3,38	1,50	0,38												
26	34,0	22,3	12,6	5,0	22,6	14,0	7,3	2,7	6,49	3,66	1,63	0,41												
28	35,2	23,0	13,0	5,1	23,8	14,7	7,6	2,7	6,96	3,94	1,75	0,44												
30	36,4	23,8	13,3	5,2	25,0	15,4	7,9	2,8	7,43	4,22	1,88	0,47												
32	37,7	24,5	13,7	5,3	26,2	16,1	8,2	2,9	7,89	4,50	2,00	0,50												
34	38,9	25,3	14,0	5,4	27,4	16,8	8,5	3,0	8,35	4,78	2,13	0,53												
36	40,0	25,9	14,4	5,5	28,6	17,4	8,9	3,1	8,80	5,04	2,25	0,56												
38	41,2	26,6	14,7	5,6	29,7	18,1	9,2	3,1	9,25	5,31	2,38	0,60												
40	42,4	27,3	15,0	5,7	30,8	18,7	9,5	3,2	9,70	5,57	2,50	0,63												
42	43,5	28,0	15,4	5,8	32,0	19,4	9,8	3,3	10,2	5,83	2,63	0,66												
44	44,7	28,7	15,7	5,9	33,1	20,1	10,1	3,4	10,6	6,09	2,75	0,69												
46	45,8	29,4	16,0	6,0	34,2	20,7	10,4	3,4	11,0	6,35	2,88	0,72												
48	46,9	30,0	16,4	6,1	35,3	21,4	10,7	3,5	11,5	6,61	3,00	0,75												
50	48,0	30,7	16,7	6,2	36,4	22,0	11,0	3,6	11,9	6,86	3,13	0,78												
55	50,7	32,5	17,5	6,4	39,0	23,8	11,8	3,8	12,9	7,5	3,4	0,9												
60	53,4	34,1	18,2	6,7	41,6	25,4	12,5	4,0	14,0	8,1	3,7	1,0												
65	56,0	35,7	19,0	6,9	44,2	27,0	13,3	4,2	15,0	8,7	4,0	1,0												
70	58,5	37,2	19,7	7,1	46,7	28,4	14,0	4,4	16,0	9,3	4,3	1,1												
75	60,9	38,6	20,5	7,3	49,1	29,9	14,7	4,6	16,9	9,9	4,6	1,2												
80	63,3	40,0	21,2	7,5	51,5	31,3	15,4	4,8	17,8	10,5	4,9	1,3												
90	67,9	42,9	22,6	7,9	56,0	34,1	16,9	5,1	19,6	11,6	5,4	1,4												
100	72,2	45,7	24,0	8,3	60,3	36,9	18,2	5,5	21,3	12,7	6,0	1,6												
110	76,2	48,4	25,4	8,7	64,4	39,5	19,5	5,9	22,8	13,7	6,5	1,7												
120	80,0	50,9	26,7	9,1	68,2	42,0	20,8	6,3	24,3	14,7	7,0	1,9												
130	84,4	53,4	28,0	9,6	72,5	44,5	22,1	6,7	26,0	15,7	7,5	2,0												
140	89,7	55,7	29,2	10,0	77,5	46,8	23,4	7,0	28,0	16,6	8,0	2,2												
150	94,4	57,9	30,5	10,5	82,5	49,0	24,6	7,4	30,0	17,4	8,5	2,3												

Eine Ausnahme bildet die Anordnung der Abb. 17:

Lastfall 11. Zwei Einzellasten in umgekehrter Folge mit anschließender Streckenlast nach Abb. 17. Dieser Lastfall kommt für die inneren Trägerschnitte im Abstand  $x > a$  in Frage, wenn also ein ganzes Fahrzeug sich auf dem linken Trägerteil befindet. Dann ergibt sich die Querkraft in der Strecke  $a$

$$Q_x = A - P_2 = \frac{1}{l} \left[ P_1(l-x) + P_2(l-x+a) + \frac{p}{2}(l-x-\frac{a}{2})^2 \right] - P_2$$

und hieraus zum Vergleich mit den vorberechneten Werten ein entsprechendes Drehmoment

$$(28) \quad M_{b11} = Q_x l = Ry + P_2 \cdot 3,0 + \frac{p}{2}(y-1,5)^2 - P_2 l.$$

Danach sind die in den Tafeln VI bis VIII enthaltenen Zahlenwerte berechnet worden. Dabei ist  $p$  stets mit dem Wert in Rechnung gestellt, der einer Stützweite  $l$  gleich der Belastungslänge  $y$  entspricht.







Zur Ergänzung dieser Zahlenreihen sind in den Tafeln noch die Querkkräfte aus einem mit Menschengedränge allein besetzten Streifen von 1 m Breite angefügt. Diese berechnen sich zu

$$(29) \quad Q_x = \frac{p y^2}{2 l}$$

und zwar

für $x$ . . . . .	=	0	$\frac{1}{4} l$	$\frac{1}{2} l$	$\frac{3}{4} l$
oder $y = l - x$ . . . . .	=	$l$	$\frac{3}{4} l$	$\frac{1}{2} l$	$\frac{1}{4} l$
zu $Q_x$ . . . . .	=	$\frac{1}{2} p l$	$\frac{9}{16} p l$	$\frac{1}{8} p l$	$\frac{1}{32} p l$

Weitere Tafeln für die Auflasten und Biegemomente der Querträger, sowie einige die Anwendung der Tafeln erläuternde Rechnungsbeispiele sind dem Sonderdruck<sup>5)</sup> der vorstehenden Abhandlung angefügt worden.

### Nachschrift.

#### Verkehrsbeschränkungen auf bestehenden Brücken.

In der Bautechn. 1931, Heft 45, S. 663, führt Reglerungsbaurat Wedler die Richtlinien an, nach denen im Bereich der Wasserbauverwaltungen des Reiches und in Preußen die Nachrechnung und Einstufung bestehender Straßenbrücken durchzuführen und etwaige Fahrbeschränkungen zu ermitteln sind.

Danach soll bei einer Brücke, die nicht der dem herrschenden Verkehr entsprechenden Brückenklasse nach DIN 1072 voll genügt, nicht ohne weiteres eine Fahrbeschränkung auf die Regellasten einer niedrigeren Brückenklasse eintreten. In einem solchen Falle ist vielmehr zur Vermeidung unerwünschter Verkehrsbeschränkungen zu untersuchen, welche wirklich vorkommende Lasten die Brücke ohne Überschreitung der zulässigen Spannungen tatsächlich tragen kann. Es kommt hierbei zunächst in Frage, in der Untersuchung die Dampfwalze (Regellast) der Brückenklasse, die dem herrschenden Verkehr entspricht, durch eine praktisch vorkommende Walze oder Last zu ersetzen, die leichter ist als die Dampfwalze der zuständigen Brückenklasse, aber ungünstiger wirkt als der Kraftwagen dieser Klasse. Genügt die Brücke auch dieser Belastung nicht, so ist zu untersuchen, ob sie im übrigen den Regellasten der zuständigen Klasse genügt, wenn man die Dampfwalze durch einen Lastkraftwagen derselben Klasse ersetzt. (Ausführliche Angaben über solche Lasten siehe Bauing. 1929, Heft 39, S. 683 ff.)

<sup>5)</sup> Berlin 1932. Wilh. Ernst & Sohn.

Für diesen Zweck können die vorliegenden Tafeln ebenfalls ohne weiteres verwendet werden, weil für die Berechnung der Hauptträger die Belastung aus einzelnen Laststreifen zusammengesetzt wird, für die Tafelwerte vorliegen. Sie können zur Ermittlung der größten Biegemomente aus einer Dampfwalze mit einem Gewicht  $D_w$ , das kleiner ist als das der Dampfwalze  $D_1$ , und einer gleichförmig verteilten Verkehrslast, die kleiner ist als  $500 \text{ kg/m}^2$ , wie folgt dienen.

Da die beiden Einzellasten  $P_1$  und  $P_2$  verschiedener Walzen in annähernd gleichem Verhältnis stehen wie die Gesamtgewichte  $R$ , so ist dies auch mit den Biegemomenten der Fall. In Tafel III sind die Momente  $M_{D_1}$  für eine Dampfwalze  $D_1$  von 24 t Gesamtgewicht mit anschließendem Menschengedränge von  $500 \text{ kg/m}^2$  (Klasse I), in Tafel V die Momente  $M_{D_0}$  der gleichen Dampfwalze allein ( $D_0$ ) gegeben. Demnach ist der Anteil des Menschengedränges an dem Biegemoment annähernd

$$M_p = M_{D_1} - M_{D_0}$$

Setzt man nun das Verhältnis  $D_w : D_1 = \alpha$ , so ist das Biegemoment von einer Walze  $D_w$  mit anschließendem Menschengedränge von  $500 \text{ kg/m}^2$ :

$$M_{D_w} = \alpha \cdot M_{D_0} + (M_{D_1} - M_{D_0}) = M_{D_1} - M_{D_0}(1 - \alpha)$$

Für eine Dampfwalze von 18 t Gewicht ist z. B.:  $\alpha = \frac{18}{24} = \frac{3}{4}$ , weil

$$11 + 7 = 18 \text{ t annähernd gleich ist } \frac{3}{4} (14 + 10 = 24) = (10,5 + 7,5 = 18,0) \text{ t.}$$

Für eine 16-t-Walze ( $D_{11}$ ) wäre  $\alpha = \frac{16}{24} = \frac{2}{3}$ , weil

$$9 + 7 = 16 \text{ t annähernd gleich ist } \frac{2}{3} (14 + 10 = 24) = (9,3 + 6,7 = 16,0) \text{ t.}$$

Das Biegemoment für eine solche Walze mit dem Verkehr einer Straße der Klasse I ( $500 \text{ kg/m}^2$  auf dem übrigbleibenden Verkehrsraum) ist demnach angenähert

$$M_{18} = M_{D_1} - \frac{1}{4} M_{D_0} \text{ bzw. } M_{10} = M_{D_1} - \frac{1}{3} M_{D_0}$$

Der hierbei gemachte Fehler kann für Stützweiten  $l < 6 \text{ m}$ , bei denen die Last  $P_1$  den hauptsächlichsten Anteil am Biegemoment liefert, erheblich werden, wenn das Verhältnis  $\frac{P_1}{R}$  wesentlich von dem Werte

$\frac{14}{24} = 0,58$  abweicht. Für die kleinen Stützweiten wird daher zweckmäßig  $\alpha = P_1 : 14,0$  zu setzen oder das Biegemoment besonders zu berechnen sein. Für Stützweiten über 8 m darf dagegen der Fehler unbedenklich vernachlässigt werden. Für größere Stützweiten steht auch Gl. 19 bzw. 19a mit  $p_w = R_w : 15,0$  zur Verfügung.

Das hier Gesagte gilt selbstverständlich auch bei Verwendung der Belastungsgleichwerte aus Tafel I.



## Die günstigsten Höhen der als Strebenfachwerke ausgebildeten Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Adolf Voigt, Altona.

### I. Einleitung.

Die zunehmende Verwendung hochwertiger Baustähle beim Neubau eiserner Eisenbahnbrücken läßt es angebracht erscheinen, Untersuchungen über die günstigsten Höhen der Hauptträger anzustellen.

Die folgende Untersuchung wurde für zweigleisige Brücken aus St 37, St 48 und St 52 mit Hauptträgern aus parallelgurtigem Strebenfachwerk mit Unterteilung und untenliegender Fahrbahn bei Belastung durch Lastenzug N für Stützweiten von 80 m, 100 m, 120 m, 140 m und 150 m durchgeführt.

Zunächst wurden die Gewichte der nach Baustoff, Hauptträgerabstand und Querträgerabstand verschiedenen Fahrbahnträger ermittelt. Sodann wurde eine Gleichung für das theoretische Gewicht der Hauptträger aufgestellt unter der Voraussetzung, daß alle Stäbe voll ausgelastet sind, und unter Beachtung der verschiedenartigen Beanspruchungen der einzelnen Stäbe. In dieser Gleichung wurde die Trägerhöhe als Veränderliche angesehen. Durch Differenzieren dieser Gleichung nach der Veränderlichen wurden diejenigen Strebenneigungen ermittelt, für die das Gewicht der Hauptträger einen Kleinstwert annimmt. Durch Vergleich der Gewichte von Brücken gleicher Stützweite bei verschiedenen Querträgerabständen ergaben sich für die drei Baustoffe die geringsten Gewichte.

Die Durchbiegungen wurden unter der Annahme ermittelt, daß sämtliche Stäbe voll ausgelastet sind.

Zum Vergleich wurden die Gewichte und Durchbiegungen einiger Brücken mit Hauptträgerhöhen von  $\frac{1}{6}$  und  $\frac{1}{8}$  der Stützweite und einer Strebenneigung 1:1 errechnet.

Der Übersichtlichkeit wegen wurden die Berechnungswerte, die für Träger zwischenliegender Stützweiten als Anhalt dienen können, in Tafeln zusammengestellt.

Es bezeichnen:

- $p$  Gewicht eines Lastenzuges N je m
  - $\varphi$  Neigungswinkel der Streben der Hauptträger und Stoßzahl
  - $g$  Eisengewicht
  - $g_1$  Gewicht beider Hauptträger
  - $g_2$  Gewicht der Windverbände
  - $g_3$  " " Fußwege und Besichtigungsstege
  - $g_4$  " " Fahrbahnabdeckung und der Gleise
  - $g_5$  " des Fahrbahnträgerrostes mit dem Gewicht der Schlingerverbände und der Hilfs-längsträger
- je m einer zweigleisigen Brücke

$$B = \frac{1}{2} (g_3 + g_4 + g_5) + \varphi p$$

$\alpha$  Bauziffer

$$g = \frac{g}{\alpha} \text{ theoretisches Gewicht eines Stabes}$$

$g_L$  Eigengewicht eines Längsträgers je m

$g_Q$  " " Querträgers je m

$w_1$  Winddruck auf das Verkehrsband

$w_2$  " " Fahrbahnband

$w_3$  " " die Hauptträger

$q$  beliebige gleichmäßig verteilte Belastung

$l$  Stützweite der Hauptträger

$b$  " " Querträger und Abstand der Hauptträger

$a$  waagerechter Abstand benachbarter Hauptknotenpunkte eines Hauptträgers = doppelter Querträgerabstand = doppelte Stützweite der Längsträger

$h$  Trägerhöhe

$f$  Durchbiegung eines Trägers

$n$  Zahl eines Hauptknotenpunktes des Hauptträgers

$m$  Zahl des mittleren Hauptknotenpunktes des Hauptträgers

$S$  Stabkraft

$s$  Stablänge

$J_v$  Trägheitsmoment eines vollen Trägerquerschnitts

$J_n$  " " eines nutzbaren

$F$  Stabquerschnitt

$F_a$  Fläche des auszuführenden Querschnitts ohne Nietabzug

$F_{th}$  Fläche des theoretisch erforderlichen Querschnitts,

$$\left. \begin{matrix} \eta_o \\ \eta_u \\ \eta_d \\ \eta_z \end{matrix} \right\} = \frac{F_a}{F_{th}} \text{ beim } \left\{ \begin{matrix} \text{Obergurtstab} \\ \text{Untergurtstab} \\ \text{Füllungsdruckstab} \\ \text{Füllungszugstab} \end{matrix} \right.$$

$\gamma$  Gewicht des Stahles = 7850 kg/m<sup>3</sup>

$E$  Elastizitätsmaß des Stahles =  $2,1 \cdot 10^{10}$  kg/m<sup>2</sup>

$\sigma$  Stabspannung

$\sigma_o$  " im Obergurt

$\sigma_u$  " im Untergurt

$\sigma_d$  " in einer Druckschraen

$\sigma_z$  " " Zugschraen.

Berechnungen werden mit den Maßeinheiten m und kg durchgeführt.

### II. Ermittlung der Gewichte der Träger des Fahrbahnrostes.

Als Belastung durch Gleise und Fahrbahnabdeckung wird für alle Brücken 1500 kg/m Brücke eingesetzt.

Der Abstand der Hauptträger beträgt bei einer Stützweite der Hauptträger<sup>1)</sup>

von 80 m $b = 8,6$ m	von 140 m $b = 9,0$ m
" 100 m $b = 8,8$ m	" 150 m $b = 9,1$ m
" 120 m $b = 8,9$ m	

#### 1. Längsträger.

Längsträgerabstand = 1,75 m

Gewicht der Fahrbahnabdeckung . . . . . 375 kg/m

Gewicht des Schlingerverbandes . . . . .  $\approx 30$  kg/m

$$g_a = 405 \text{ kg/m}$$

Gewicht des Längsträgers  $g_L$  kg/m.

Werden die Längsträger als durchlaufende Träger gebaut, dann ist

bei einer Stützweite von  $\frac{a}{2}$

$$\max M_{ga} = \frac{4}{5} \cdot \frac{g_a a^2}{8 \cdot 4} = \frac{g_a a^2}{40}$$

$$\max M_{gL} = \frac{4}{5} \cdot \frac{g_L a^2}{8 \cdot 4} = \frac{g_L a^2}{40}$$

$$\max M_p = \frac{4}{5} \cdot \frac{1}{2} \cdot \varphi \cdot \frac{p a^2}{8 \cdot 4} = \frac{1}{2} \cdot \varphi \cdot \frac{p a^2}{40}$$

$$(1) \text{ Gesamtmoment } \max M = \frac{a^2}{40} \left( g_a + g_L + \frac{1}{2} \cdot \varphi p \right)$$

Die Werte  $\frac{1}{2} \cdot \varphi p = \frac{1}{2} \cdot \varphi \cdot \frac{M_p}{l^2} \cdot 8^2$  betragen für

$a = 8$ m : 13 100 kg/m	$a = 16$ m : 12 030 kg/m
$a = 10$ " : 12 800 "	$a = 18$ " : 11 800 "
$a = 12$ " : 11 980 "	$a = 20$ " : 11 620 "
$a = 14$ " : 11 930 "	

Läßt man für die Längsträger eine Durchbiegung von  $\frac{1}{1200}$  ihrer

Stützweite zu, so ist unter der Annahme gelenkiger Lagerung und gleichmäßig verteilter Belastung

$$\frac{a/2}{1200} = \frac{5 \cdot 4 \max M_p (a/2)^2}{48 \cdot 5 \cdot 2,1 \cdot 10^{10} J_v}$$

$$J_v = \frac{1200}{48} \cdot \frac{2 a \max M_p}{2,1 \cdot 10^{10}}$$

Denkt man sich die tragende Querschnittsfläche des Trägers durch

zwei gleiche Teilflächen  $\frac{F}{2\mu}$  ( $F$  = voller Querschnitt des Längsträgers),

<sup>1)</sup> Schaper, Eiserne Brücken, 5. Auflage, S. 198. Berlin 1922. Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> Momente nach Tafel 4 der Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (BE). Berlin 1925. Wilh. Ernst & Sohn.



die auf der Hauptachse des Querschnitts von der Mitte aus beiderseits je im Abstände  $\frac{h}{2}$  liegen, ersetzt, so ist

$$W_n = \frac{F \cdot h}{\mu \cdot 2} = \frac{g_L h}{\gamma \mu \cdot 2}$$

$$W_n = \frac{\max M}{\sigma_{zul}}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{\max M}{\sigma_{zul}} \cdot \frac{\mu \gamma}{g_L}$$

$$J_n \approx W_n \cdot \frac{h}{2} = \frac{\max M^2}{\sigma_{zul}^2} \cdot \frac{\mu \gamma}{g_L}$$

$$J_v \approx \frac{7}{6} \cdot J_n = \frac{7}{6} \cdot \frac{\max M^2}{\sigma_{zul}^2} \cdot \frac{\mu \gamma}{g_L} = \frac{1200 \cdot 2 a \max M_p}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^{10}}$$

Hieraus ergibt sich für St 37, wenn  $\sigma_{zul}$  mit  $14,0 \cdot 10^6$  kg/m<sup>2</sup> voll ausgenutzt wird:

$$g_L = \frac{7 \max M^2 \mu \cdot 7850 \cdot 48 \cdot 2,1 \cdot 10^{10}}{6 \cdot 14^2 \cdot 10^{12} \max M_p \cdot 1200 \cdot 2 a}$$

$\mu$  wurde für Längsträger von 4,0 bis 10,0 m Stützweite zu etwa 1,55 für St 37, 1,60 für St 48, 1,65 für St 52 ermittelt.

Längsträger aus St 48 und St 52 wird man aus baulichen Gründen nach der Durchbiegung bemessen müssen. Die Biegungsspannungen werden deshalb bei Trägern aus diesen Baustoffen nicht das zulässige Maß erreichen. St 48 wird etwa mit 1500, St 52 mit 1600 kg/cm<sup>2</sup> Biegungsspannung die zugelassene Durchbiegung erreicht haben. Danach ergeben sich die Gewichte der Längsträger wie folgt:

$$(2) \text{ für St 37: } g_L \approx \frac{3 a^3 (g_a + g_L + \frac{1}{2} \gamma p)^2}{160 000 \max M_p}$$

$$(3) \text{ für St 48: } g_L \approx \frac{2,7 a^3 (g_a + g_L + \frac{1}{2} \gamma p)^2}{160 000 \max M_p}$$

$$(4) \text{ für St 52: } g_L \approx \frac{2,5 a^3 (g_a + g_L + \frac{1}{2} \gamma p)^2}{160 000 \max M_p}$$

In dem Klammerwert  $g_a + g_L + \frac{1}{2} \gamma p$  ist der Beitrag von  $g_L$  gering. Er wird zunächst geschätzt.

Die Werte  $g_L = \alpha_L g_L$  sind für  $\alpha_L = 1,3$  in Tafel 1 zusammengestellt worden.

Tafel 1.

	a =	8 m	10 m	12 m	14 m	16 m	18 m	20 m
$g_L$ für St 37	kg	133	161	182	211	245	270	296
$g_L$ für St 48	kg	120	146	164	190	220	244	267
$g_L$ für St 52	kg	111	125	152	176	203	226	247

### 2. Querträger.

Bei den Querträgern ist die Durchbiegung für die Bemessung nicht maßgebend, da die Stützweiten im Verhältnis zu den Verkehrslasten geringer sind als bei den Längsträgern.

In den GE<sup>3)</sup> ist vorgeschrieben, daß die Trägerhöhe für die Querträger zweigleisiger Brücken  $\frac{1}{7}$  der Stützweite der Querträger nicht unterschreiten soll. Es wird aus baulichen Gründen mit den Verhältnissen

$$\frac{h}{b} = \frac{1}{6} \text{ für St 37, } \frac{h}{b} = \frac{1}{6,6} \text{ für St 48, } \frac{h}{b} = \frac{1}{7} \text{ für St 52,}$$

gerechnet.

Es ergibt sich:

$$(5) \quad \max M = \sigma_{zul} W = \sigma_{zul} \cdot \frac{F h}{2 \mu} = \frac{\sigma_{zul} g_Q h}{\mu \gamma \cdot 2}$$

$\mu$  wurde für alle Stähle zu etwa 1,5 ermittelt, so daß

$$\text{für St 37: } \max M = \frac{\sigma_{zul} g_Q b}{18 \gamma}$$

$$\text{für St 48: } \max M = \frac{\sigma_{zul} g_Q b}{19,8 \gamma}$$

$$\text{für St 52: } \max M = \frac{\sigma_{zul} g_Q b}{21 \gamma}$$

Das Größtmoment des Balkens beträgt (Abb. 1)

$$\max M = g_Q \cdot \frac{b^2}{8} + (P_{ga} + P_{gL} + \gamma P_v)(b - 3,5)$$

Durch Gleichsetzung beider für die Größtmomente aufgestellten Werte ergibt sich:

$$(6) \quad \text{für St 37: } g_Q = \frac{(P_{ga} + P_{gL} + \gamma P_v)(b - 3,5) 144 \gamma}{8 \sigma b - 18 \gamma b^2}$$

$$(7) \quad \text{für St 48: } g_Q = \frac{(P_{ga} + P_{gL} + \gamma P_v)(b - 3,5) 158 \gamma}{8 \sigma b - 19,8 \gamma b^2}$$

$$(8) \quad \text{für St 52: } g_Q = \frac{(P_{ga} + P_{gL} + \gamma P_v)(b - 3,5) 168 \gamma}{8 \sigma b - 21 \gamma b^2}$$

$\gamma$  ist hierin überall = 1,48.

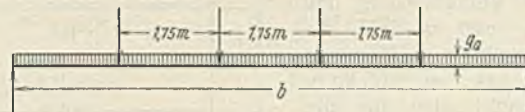


Abb. 1.

Die Werte  $P_v$  sind aus den BE Tafel 13 entnommen. Für  $g_Q$  ergeben sich mit  $\alpha_Q = 1,3$  nachstehende Werte in kg:

Tafel 2.  
Werte  $g_Q$ .

	b in m	a = 8 m	a = 10 m	a = 12 m	a = 14 m	a = 16 m	a = 18 m	a = 20 m
St 37	8,6	396	483	580	654	711	788	864
	8,8	402	490	590	664	722	800	877
	8,9	404	493	594	668	727	805	884
	9,0	408	498	600	675	734	813	892
	9,1	412	501	604	679	738	818	898
St 48	8,6	334	406	489	551	598	664	728
	8,8	339	413	497	460	608	675	740
	8,9	342	417	502	565	614	681	746
	9,0	344	420	505	568	617	685	750
	9,1	346	423	509	572	622	690	756
St 52	8,6	305	372	448	505	548	608	667
	8,8	311	379	456	514	558	619	679
	8,9	313	381	460	518	561	623	684
	9,0	315	384	462	521	565	627	688
	9,1	317	386	465	524	569	631	693

3. Aus  $g_Q \cdot \frac{2b}{a} + 4 g_L$  ergibt sich das wirkliche Gewicht des Fahrbrückenrostes je m Brückenspannweite.

Unter Einschluß des Gewichtes für die Schlingerverbände und für die Hilfslängsträger erhält man dann das Eisengewicht der Fahrbrücke.

Tafel 3.

Eisengewicht der Fahrbrücke in kg je m einer zweigleisigen Brücke für Lastenzug N.

	l in m	b in m	a = 8 m	a = 10 m	a = 12 m	a = 14 m	a = 16 m	a = 18 m	a = 20 m
St 37	80	8,6	1555	1665	1770	1880	1995	2105	2220
	100	8,8	1590	1700	1810	1910	2025	2135	2245
	120	8,9	1605	1715	1820	1925	2040	2150	2260
	140	9,0	1620	1730	1840	1945	2060	2165	2280
	150	9,1	1640	1750	1855	1960	2070	2180	2295
St 48	80	8,6	1360	1465	1560	1660	1765	1875	1975
	100	8,8	1385	1495	1590	1685	1790	1900	2000
	120	8,9	1405	1510	1605	1700	1805	1910	2015
	140	9,0	1415	1520	1615	1710	1815	1925	2025
	150	9,1	1430	1535	1630	1725	1830	1935	2040
St 52	80	8,6	1240	1340	1440	1535	1635	1735	1835
	100	8,8	1280	1375	1470	1560	1660	1760	1860
	120	8,9	1290	1385	1480	1575	1670	1770	1870
	140	9,0	1305	1400	1495	1585	1680	1785	1880
	150	9,1	1315	1410	1505	1595	1690	1795	1890

### III. Ermittlung der Gewichte der Hauptträger.

1. Als Belastung durch einen Lastenzug N werden für die verschiedenen Stützweiten aus der Tafel 4 der BE, S. 19, unter Berücksichtigung der Stoßzahl 1,3 für den Lastenzug N Belastungsgleichwerte ermittelt, und zwar beträgt  $\gamma p$ , wenn  $p = \frac{M_p}{l^2} \cdot 8$ ,

für l = 80 m:	1,3 · 11 065 = 14 390 kg/m
„ l = 90 „	1,3 · 10 950 = 14 020 „
„ l = 100 „	1,3 · 10 540 = 13 700 „
„ l = 110 „	1,3 · 10 330 = 13 440 „
„ l = 120 „	1,3 · 10 175 = 13 220 „
„ l = 130 „	1,3 · 10 010 = 13 010 „
„ l = 140 „	1,3 · 9 890 = 12 860 „
„ l = 150 „	1,3 · 9 780 = 12 710 „

<sup>3)</sup> Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken (GE), S. 13. Berlin 1925. Wilh. Ernst & Sohn.



2. Es wird mit folgenden Windkräften gerechnet:

$$\begin{aligned} w_1 &= \text{Wind auf das Verkehrsband} = 150 \cdot 3,5 \dots = 525 \text{ kg/m} \\ w_2 &= \text{Wind auf das Fahrbahnband unter der Annahme, daß} \\ &\quad \text{das Fahrbahnband 1 m hoch ist} = 150 \cdot 1,0 \dots = 150 \text{ kg/m} \\ w_3 &= \text{Wind auf die Hauptträger unter der Annahme, daß} \\ &\quad \frac{1}{5} \text{ der von den Gurten und Endschrägen jedes Haupt-} \\ &\quad \text{trägers begrenzten Fläche vom Winde belastet wird:} \\ &\quad 2 \cdot \frac{h}{5} \cdot 150 \dots = 60h \text{ kg/m} \end{aligned}$$

(Siehe auch Schaper, Eiserne Brücken, S. 115.)

Unter der Voraussetzung, daß die von  $w_1$  und  $w_2$  auf die Brücke ausgeübten Momente  $w_1 \cdot 3,1$  bzw.  $w_2 \cdot 0,65$  betragen, ergibt sich für die Hauptträger die senkrechte Zusatzlast (s. Abb. 2)

$$\begin{aligned} w_s &= \frac{w_1 \cdot 3,1 + w_2 \cdot 0,65}{b} \\ &= \frac{525 \cdot 3,1 + 150 \cdot 0,65}{b} \\ &\approx \frac{1730}{b} \text{ kg/m} = \frac{\nu_2}{b} \text{ kg/m.} \end{aligned}$$

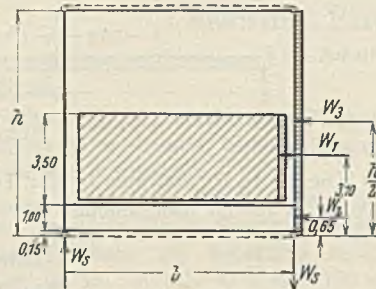


Abb. 2.

Die waagrecht wirkenden Windkräfte betragen für den oberen Windverband

$$W_{ho} = 30 h \text{ kg/m} = \varepsilon_2 h \text{ kg/m,}$$

für den unteren Windverband

$$W_{hu} = 525 + 150 + 30 h = 675 + 30 h \text{ kg/m} = \beta_2 + \varepsilon_2 h \text{ kg/m.}$$

Das Gewicht der beiden Windverbände beträgt 11/100 des Gewichtes der Hauptträger<sup>4)</sup>. Läßt man diesen Wert für eine Hauptträgerhöhe  $h_o = l/8$  gelten, wobei die Verbände nach den Windlasten  $w_{ho} = 30 l/8$  und  $w_{hu} = 675 + 30 l/8$  ermittelt werden, so beträgt das Gewicht für die Windverbände der Brücken mit der Hauptträgerhöhe  $h$

$$(9) \quad g_2 = \frac{1}{100} \cdot 11 \cdot \frac{675 + 60 h}{675 + 60 l/8} \cdot g_1 = \frac{k}{100} \cdot g_1,$$

worin  $k = \frac{675 + 60 h}{675 + 60 l/8} \cdot 11.$

Der Einfluß des Unterschiedes in der Brückenbreite ist gering und wird vernachlässigt.

3. Es wird angenommen, daß zwei Bremsverbände eingebaut sind, so daß ein Untergurt als Bremskraft  $\frac{p \cdot l}{14}$  zu übertragen hat.

4. Als Gewicht für Fußwege und Besichtigungsstege wird bei allen Brücken mit 200 kg für 1 m jedes Hauptträgers gerechnet.

5. Für alle Stäbe wurde eine Zahl

$$\eta = \frac{F_a}{F_{th}} = \frac{\text{auszuführende Querschnittsfläche}}{\text{theoretisch erforderliche Querschnittsfläche}}$$

eingeführt.

Diese Zahl  $\eta$  wurde nach Art der Stäbe verschieden gewählt. Da Zugstäbe wegen der Nietlöcher nicht voll ausgenutzt werden können, so wurden ihre theoretisch notwendigen Querschnittswerte mit  $\eta_u = \eta_2 = 1,2$  multipliziert.

Für die Ermittlung von  $\eta_d$  der Druckstäbe wurde von der Tatsache ausgegangen, daß ganz allgemein die Hauptträger mit größerer Höhe und größeren Hauptknotenpunktabständen Druckstäbe mit größeren Knicklängen haben als solche mit kleinen Trägerhöhen und kleinen Hauptknotenpunktabständen.

Bei gleicher Stützweite weisen die Druckstäbe der Hauptträger mit großen Werten für  $h$  und  $a$  ein größeres Schlankheitsverhältnis auf, sie müssen daher auch mit größeren  $\omega$ - bzw.  $\eta_o$ - und  $\eta_d$ -Werten berechnet werden als die der Träger mit kleinen  $a$ - und  $h$ -Werten.

Dementsprechend sollen dem vorliegenden Zwecke gemäß die Werte  $\eta_o$  für Obergurtstäbe und die Werte  $\eta_d$  für Füllungsdruckstäbe näherungsweise dem Verlauf der Größe der  $\omega$ -Werte der Tafel 16 der B.E. angepaßt werden.

Erfahrungsgemäß liegen Druckstäbe ausgeführter Brücken meistens im unelastischen Bereich. Nach Tafel 16 der BE<sup>5)</sup> liegen die mittleren  $\omega$ -Werte dieses Bereiches für die drei Stähle mit 1,34 bzw. 1,41 bzw. 1,47 etwa bei einem Schlankheitsgrade

$$(10) \quad \lambda = \frac{s_k}{i} = 65.$$

<sup>4)</sup> Schaper, Eiserne Brücken, 5. Auflage, S. 112. Berlin 1922. Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>5)</sup> Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken. S. 38. Berlin 1925. Wilh. Ernst & Sohn.

Ausgeführte Brücken haben im Mittel eine Netzhöhe von etwa  $1/8$  der Stützweite. Die Neigung ihrer Schrägstäbe ist in der Regel 1:1, dabei ist

$$h = a = \frac{l}{8} = \frac{2 a m}{8},$$

also  $m = 4.$

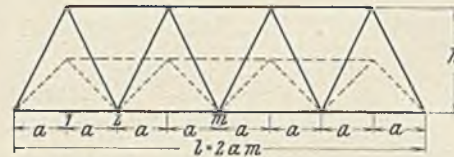


Abb. 3.

Setzt man nun voraus, daß sich bei einer Brücke von bestimmter Stützweite die Trägheitshalbmesse  $i$  der Druckstabquerschnitte mit

den wahrscheinlich von  $l/8$  abweichenden, zu ermittelnden Trägerhöhen gar nicht oder nur wenig ändern, so ändern sich die Schlankheitsverhältnisse der Obergurtstäbe wegen  $\lambda = \frac{s_k}{i}$  etwa entsprechend ihrer Knicklänge  $s_k$  oder umgekehrt wie die Zahl  $m$ , weil  $l/2 = m a$ . Die  $\eta_o$ -Werte der folgenden Untersuchung wurden unter Zugrundelegung von  $\lambda = 65$  für  $m = 4$  hiernach ermittelt.

Bei der Errechnung von  $\eta_d$  wurde ebenfalls von  $\lambda = 65$  für  $m = 4$  ausgegangen.

Dabei ist (Abb. 4)

$$s_{kx} = s_{k4} \sqrt{\frac{(4/x)^2 (i + \text{tg}^2 \varphi_x)}{2}}$$

$$(11) \quad \lambda_x = \frac{184 \sqrt{i + \text{tg}^2 \varphi_x}}{x}$$

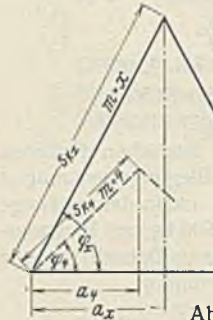


Abb. 4.

Hiermit wurden die  $\eta_d$ -Werte durch schrittweise Annäherung als Mittelwerte errechnet.

Es soll hiermit eine nur für die nachstehende Untersuchung bemessene Verteilung der  $\omega$ - bzw.  $\eta_o$ - und  $\eta_d$ -Werte erreicht sein.

Für Zwischenschrägen wurden  $\eta_d = 1,34$ , bzw.  $1,41$ , bzw.  $1,47$  gewählt.

Unter Verwendung dieser  $\eta$ -Werte werden nun die Beiträge der einzelnen Stabarten zum Gewichte der Hauptträger zunächst allgemein, später in den Tafeln 4 u. 5 für die verschiedenen Trägerformen und Stützweiten ermittelt.

6. Die Gewichte der Stabgruppen. Für einen Gurtstab des durch die gleichmäßig verteilte Last  $q$  senkrecht belasteten Hauptträgers gilt:

$$F = \frac{S}{\sigma} \cdot \eta$$

$$S = \frac{M}{h}$$

$$M_n = q \left[ \frac{1}{2} \cdot 1 n a - \frac{(n a)^2}{2} \right] = \frac{q a^2}{2} \cdot n (2 m - n)$$

$$F = \frac{q a^2}{2 h \sigma} \cdot \eta n (2 m - n).$$

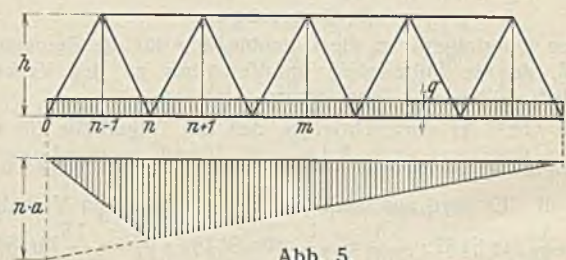


Abb. 5.

a) Gewicht eines ganzen Obergurtes infolge  $q$ . Mit Rücksicht auf die Ausbildung des Endportals als Windträger wird das Gewicht des Obergurtes des trapezförmigen Trägers mit  $\frac{m}{m-1}$  multipliziert.

$$(12) \quad \bar{G}_{oq} = \frac{q \gamma}{h \sigma} \cdot \eta_o \cdot 4 a^3 \cdot \frac{m}{m-1} \sum_{n=1}^{m-1} n (m-n).$$

Die Obergurtstabkraft infolge seitlicher Windlast  $W_3$  (s. Abb. 2) beträgt im  $n^{\text{ten}}$  Felde

$$O_w = n (2 m - n) \frac{a^2}{b} \cdot 15 h$$

$$F_w = n (2 m - n) 15 \cdot \frac{a^2}{b} \cdot \frac{h}{\sigma} \cdot \eta_o.$$

Gewicht des Obergurtes infolge  $W_3$

$$(13) \quad \bar{G}_{ow} = 120 \cdot \frac{a^3 h \eta_o}{b \sigma} \cdot \gamma \cdot \frac{m}{m-1} \sum_{n=1}^{m-1} n (m-n).$$

b) Gewicht eines ganzen Untergurtes infolge  $q$ :

$$(14) \quad \bar{G}_{uq} = \frac{q \gamma}{h \sigma} \cdot \eta_u a^3 \sum_{n=1}^{m-1} (2n-1) [2m - (2n-1)].$$



Beim Untergurt beträgt die Windzusatzlast infolge  $W_{hu}$  im  $n^{ten}$  Felde (siehe unter III 2)

$$U_w = (340 + 15h) \frac{a^2}{b} \cdot n(2m - n),$$

Gewicht eines Untergurtes infolge  $W_{hu}$

$$(15) \quad \bar{G}_{uw} = \gamma \cdot \frac{(340 + 15h)}{\sigma} \cdot \frac{a^3}{b} \cdot 2 \eta_u \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1) [2m - (2n-1)].$$

Die von einem Untergurt aufzunehmende Bremskraft beträgt

$$(16) \quad B_r = \frac{a m p}{7},$$

das Zusatzgewicht eines Untergurtes infolge der Bremskraft

$$(17) \quad \bar{G}_{u_{B_r}} = \frac{2 a^2 m^2 p}{7 \sigma} \cdot \eta_u \gamma.$$

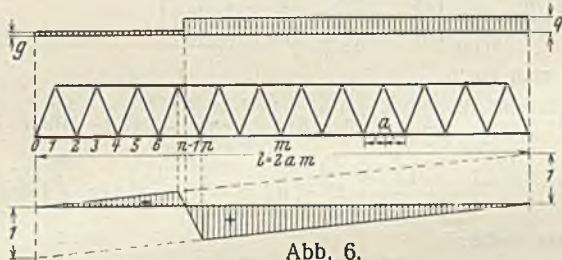


Abb. 6.

c) Für die Hauptschrägen ist

$$\begin{aligned} |S_d| &= Q \cdot \frac{\sqrt{h^2 + a^2}}{h} \\ &= + \frac{q}{2} \left[ 1 - (n-1)a - \frac{a^2(n-1)}{1-a} \right] \frac{1-na}{1} \cdot \frac{\sqrt{h^2 + a^2}}{h} - \\ &\quad - \frac{g}{2} \left[ (n-1)a + \frac{a^2(n-1)}{1-a} \right] \frac{(n-1)a}{1} \cdot \frac{\sqrt{h^2 + a^2}}{h} \\ &= \frac{q}{2} \cdot \frac{a^2}{1-a} \left[ (2m-n)^2 - \frac{g}{p} (n-1)^2 \right] \frac{\sqrt{h^2 + a^2}}{h}. \end{aligned}$$

Das Gesamtgewicht der Hauptschrägen eines Hauptträgers

$$(18) \quad \bar{G}_{dq} = \frac{q \gamma}{h \sigma} \cdot \frac{(h^2 + a^2) a}{2m-1} \sum_{n=1}^{n=m} \eta_z^d \left[ (2m-n)^2 - \frac{g}{q} (n-1)^2 \right].$$

d) Die Zwischenschrägen:

$$\begin{aligned} |S'_{dq}| &= \frac{q a}{4h} \sqrt{h^2 + a^2} \\ F'_{dq} &= \frac{S'_{dq}}{\sigma} \cdot \eta_d \\ \bar{G}'_{dq} &= 2m F'_{dq} s \gamma \\ (19) \quad \bar{G}_{dq} &= \frac{q \gamma}{h \sigma} \cdot \frac{a m}{4} (h^2 + a^2) \eta_d. \end{aligned}$$

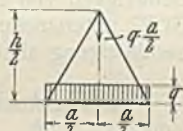


Abb. 7.

e) Die Hauptpfosten, die auf die Obergurtnoten Lasten übertragen, erhalten die Stabkraft  $S = qa$ .

$$F = \frac{S}{\sigma} \cdot \eta_z = \frac{q a}{\sigma} \cdot \eta_z.$$

Das Gesamtgewicht dieser Pfosten beträgt

$$(20) \quad \bar{G}_{v,q} = \frac{q \gamma}{\sigma} \cdot h m a \eta_z.$$

f) Die übrigen Hauptpfosten sollen imstande sein, eine Druckkraft von 1/100 der Stabkraft des auszusteienden Obergurtes zu tragen (BE, S. 43). Mithin haben diese Stäbe das Gewicht

$$(21) \quad \bar{G}_{v_2,q} = \frac{q \gamma}{\sigma} \cdot \frac{2 a^2}{100} \cdot \eta_d \cdot \frac{m+1}{m-1} \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n).$$

g) Für die Zwischenpfosten gilt:

$$\begin{aligned} S &= q \cdot \frac{a}{2} \\ F &= \frac{S}{\sigma} \cdot \eta_z = \frac{q a}{2 \sigma} \cdot \eta_z \end{aligned}$$

$$(22) \quad \bar{G}_{v_3,q} = \frac{q \gamma}{\sigma} \cdot \frac{h}{2} \cdot a m \eta_z.$$

7. Für eine gleichmäßig verteilte, senkrecht wirkende Belastung  $q$  ergibt sich nun bei Bemessung der Stäbe der Hauptträger nach der Belastung durch Hauptkräfte aus Gl. 12, 14, 18, 19, 20, 22 u. 21:

$$\begin{aligned} \frac{\bar{G}_1}{2} &= \frac{\bar{g}_1}{2} \cdot l = \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{q}{h} \cdot 4 a^3 \eta_o \cdot \frac{m}{m-1} \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n) + \\ &\quad + \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{q}{h} \cdot a^3 \eta_u \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1) [2m - (2n-1)] + \\ &\quad + \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{q}{h} \cdot a \cdot (a^2 + h^2) \frac{1}{2m-1} \sum_{n=1}^{n=m} \eta_z^d \left[ (2m-n)^2 - \frac{g}{q} (n-1)^2 \right] + \\ &\quad + \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{q}{h} \cdot a \cdot \frac{(a^2 + h^2)}{4} \cdot m \eta_d + \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{3}{2} \cdot q a h m \eta_z + \\ &\quad + \frac{\gamma}{\sigma} \cdot q \cdot \frac{a^2}{50} \cdot \eta_d \cdot \frac{m+1}{m-1} \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n). \end{aligned}$$

$$(23) \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{\bar{g}_1}{2} &= \frac{\gamma q a}{\sigma h l} \\ \left\{ a^2 \left[ \eta_o \cdot \frac{m}{m-1} \cdot 4 \cdot \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n) + \eta_u \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1) [2m - (2n-1)] \right] \right. \\ &\quad + (a^2 + h^2) \eta_z^d \cdot \frac{1}{2m-1} \sum_{n=1}^{n=m} \left[ (2m-n)^2 - \frac{g}{q} (n-1)^2 \right] \\ &\quad + \frac{a^2 + h^2}{4} \cdot m \eta_d + \frac{3}{2} \cdot h^2 m \eta_z \\ &\quad \left. + \frac{1}{50} \cdot a h \cdot \frac{m+1}{m-1} \cdot \eta_d \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n) \right\} \end{aligned} \right.$$

Der Einfluß des Summanden, der  $g/q$  als Faktor trägt, ist gering.  $g/q$  wird zu 0,3 geschätzt und durch diesen Wert ersetzt.

8. Die Hauptträger haben folgende senkrecht wirkenden Lasten zu tragen:

1. ihr Eigengewicht . . . . . =  $G_1$
2. das Gewicht der Windverbände =  $k/100$  des Eigengewichtes =  $G_2$
3. das Gewicht der Fußwege und Besichtigungsstege . . =  $G_3$
4. das Gewicht der Fahrbahnabdeckung . . . . . =  $G_4$
5. das Gewicht des Fahrbahnträgerrostes mit dem Gewicht der Schlingerverbände und Hilfsstängsträger . . . . . =  $G_5$
6. das Gewicht der Lastenzüge.

Setzt man

$$q = \frac{g_1}{2} + \frac{k g_1}{100 \cdot 2} + \frac{g_3 + g_4 + g_5}{2} + \varphi p = \frac{100 + k}{2 \cdot 100} \cdot g_1 + B,$$

so ergibt sich nach Gl. 23

$$\begin{aligned} \frac{\bar{g}_1}{2} - \frac{\left(1 + \frac{k}{100}\right)}{2} \cdot g_1 \cdot \frac{\gamma a}{\sigma h l} \left\{ \right\} &= B \cdot \frac{\gamma a}{\sigma h l} \left\{ \right\} \\ \frac{\bar{g}_1}{2} &= \frac{B \gamma \left\{ \right\}}{2 m \sigma h - \left(1 + \frac{k}{100}\right) \gamma \left\{ \right\}}. \end{aligned}$$

Führt man ein:

$$v = \eta_o \cdot 4 \cdot \frac{m}{m-1} \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n) + \eta_u \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1) [2m - (2n-1)]$$

$$+ \frac{1}{2m-1} \sum_{n=1}^{n=m} \eta_z^d \left[ (2m-n)^2 - 0,3(n-1)^2 \right] + \frac{m}{4} \cdot \eta_d$$

$$\varepsilon = \frac{1}{2m-1} \sum_{n=1}^{n=m} \eta_z^d \left[ (2m-n)^2 - 0,3(n-1)^2 \right] + \frac{m}{4} \cdot \eta_d + \frac{3}{2} \cdot m \eta_z$$

$$\beta = \frac{1}{50} \cdot \frac{m+1}{m-1} \cdot \eta_d \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n),$$

so ist:

$$(24) \quad \frac{\bar{g}_1}{2} = \gamma \cdot \frac{B \left( \frac{v a^2}{h} + \beta a + \varepsilon h \right)}{2 m \sigma - \left(1 + \frac{k}{100}\right) \gamma \cdot \left( \frac{v a^2}{h} + \beta a + \varepsilon h \right)},$$

worin  $k = f(h)$  (siehe unter III 2)

oder

$$\frac{\bar{g}_1}{2} = \frac{E \left( \frac{v a^2}{h} + \beta a + \varepsilon h \right)}{F - \gamma (D + h) \left( \frac{v a^2}{h} + \beta a + \varepsilon h \right)}$$

$$\frac{1}{2E} \cdot \frac{d \bar{g}_1}{dh} = \frac{[F - \gamma (v a^2 + a \beta h + \varepsilon h^2)] \left[ \frac{v a^2}{h^2} + \gamma \left( \frac{v a^2}{h} + \beta a + \varepsilon h \right) \right] [a \beta + 2 \varepsilon h]}{N^2}$$

Durch Nullsetzung des Zählers ergibt sich, wenn

$$H = \frac{2 m \sigma}{\gamma a^2} \cdot \frac{675 + 60 l/8}{6,6};$$

$$h^4 \varepsilon^2 + h^3 \cdot 2 a \varepsilon \beta + h^2 a^2 (H \varepsilon + 2 \varepsilon v + \beta^2) + h \cdot 2 a^3 v \beta = H v a^4 - v^2 a^4.$$

Vernachlässigt man die Summanden, die  $\beta$  als Faktor enthalten, weil  $\beta$  sehr klein ist, so ergibt sich

$$H (h^2 \varepsilon a^2 - v a^4) + (h^2 \varepsilon + v a^2)^2 = 0.$$



$$(25) \quad h = a \operatorname{tg} \varphi = a \sqrt{\frac{\pm \sqrt{2 H v + \left(\frac{H}{2}\right)^2} \mp \frac{H}{2}}{e} \mp \frac{v}{e}}$$

ergibt sodann die günstigste Trägerhöhe, wenn die Hauptkräfte allein für die Berechnung der Hauptträgergurte maßgebend sind.

9. Bei Bemessung der Untergurtstäbe nach der Belastung durch Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte, der Obergurt- und der Füllungsstäbe nach der Belastung durch Hauptkräfte ergibt sich aus Gl. 12, 14, 18, 19, 20, 22, 21, 14, 15 u. 17:

$$\begin{aligned} \frac{G_1}{2} = & \frac{g_1}{2} \cdot l = \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{q}{h} \cdot 4 a^3 \eta_0 \cdot \frac{m}{m-1} \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n) + \\ & + \frac{7\gamma}{8\sigma} \cdot \frac{q}{h} \cdot a^3 \eta_u \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1)[2m-(2n-1)] + \\ & + \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{q}{h} \cdot a(a^2+h^2) \frac{1}{2m-1} \sum_{n=1}^{n=m} \eta_z^d [(2m-n)^2 - 0,3(n-1)^2] + \\ & + \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{q}{h} \cdot a \cdot \frac{(a^2+h^2)}{4} \cdot m \eta_d + \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{3}{2} \cdot q a h m \eta_z + \\ & + \frac{\gamma}{\sigma} \cdot q \cdot \frac{a^2}{50} \cdot \eta_d \cdot \frac{m+1}{m-1} \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n) + \\ & + \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{a^3}{b} \cdot v_u \left( \frac{1730}{h} + 675 + 30h \right) \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1)[2m-(2n-1)] + \\ & + \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{a^2 m^2}{4} \cdot p \eta_u \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q = & \frac{1}{2} \left( \bar{g}_1 + \frac{k}{100} \cdot \bar{g}_1 + g_3 + g_4 + g_5 + 2 \varphi p \right) = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{k}{100} \right) \bar{g}_1 + B. \\ \frac{1}{2} \bar{g}_1 = & \left\{ \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{B}{1} \left[ \frac{4 a^3 h_0}{h} \cdot \frac{m}{m-1} \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n) + \right. \right. \\ & + \frac{7 a^3}{8 h} \cdot \eta_u \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1)[2m-(2n-1)] + \\ & + \frac{a}{h} \cdot \frac{(a^2+h^2)}{2m-1} \sum_{n=1}^{n=m} \eta_z^d [(2m-n)^2 - 0,3(n-1)^2] + \\ & + \left. \frac{a}{h} \cdot \frac{(a^2+h^2)}{4} \cdot m \eta_d + \frac{3}{2} \cdot a h m \eta_z + \frac{a^2}{50} \cdot \eta_d \cdot \frac{m+1}{m-1} \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n) \right] + \\ & + \frac{7}{8} \cdot \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{a^3}{b} \cdot v_u \left( \frac{1730}{h} + 675 + 30h \right) \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1)[2m-(2n-1)] + \\ & + \left. \frac{\gamma}{\sigma} \cdot \frac{a^2 m^2}{4} \cdot p \eta_u \right\} \cdot \left\{ 1 - \left( 1 + \frac{k}{100} \right) \frac{\gamma}{\sigma l} \left[ \left[ \right] \right] \right\}. \end{aligned}$$

Führt man ein:

$$\begin{aligned} v_u = & \eta_0 \cdot 4 \cdot \frac{m}{m-1} \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n) + \frac{7}{8} \cdot \eta_u \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1)[2m-(2n-1)] + \\ & + \frac{1}{2m-1} \sum_{n=1}^{n=m} \eta_z^d [(2m-n)^2 - 0,3(n-1)^2] + \frac{m}{4} \cdot \eta_d \end{aligned}$$

$\beta$  und  $\varepsilon$  wie vorher

so gilt:  $v_2 = 1730 \quad \beta_2 = 675 \quad \varepsilon_2 = 30,$

$$(26) \quad \frac{1}{2} \bar{g}_1 = \gamma \cdot \frac{B \left( \frac{v_u \cdot a^2}{h} + \beta a + \varepsilon h \right) + \frac{7}{8} \cdot \frac{a^2 \eta_u}{b} \left( \frac{v_2}{h} + \beta_2 + \varepsilon_2 h \right) \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1)[2m-(2n-1)] + \frac{a m^2}{4} \cdot p \eta_u}{2 m \sigma - \left( 1 + \frac{k}{100} \right) \left( \frac{v_u a^2}{h} + \beta a + \varepsilon h \right)}$$

oder  $K \bar{g}_1 = \frac{C_1(I) + C_2(II) + C_3}{M - (I)(D+h)}$

Die Differentiation und Nullsetzung dieser Gleichung führt auf

$$(27) \quad \left\{ \begin{aligned} & h^4 \varepsilon [C_1 \varepsilon + C_2 \varepsilon_2] + h^3 \cdot 2 \varepsilon [C_1 a \beta + C_2 \beta_2 + C_3] \\ & + h^2 [2 m \sigma \cdot 1,137 (90 + l) (C_1 \varepsilon + C_2 \varepsilon_2) \\ & + 1,137 (100 + l) [C_2 (\varepsilon \beta_2 - a \varepsilon_2 \beta) + C_3 \varepsilon] + C_1 a^2 (\beta^2 + 2 v_u \varepsilon) \\ & + C_2 (3 \varepsilon v_2 + a \beta \beta_2 - a^2 \varepsilon_2 v_u) + C_3 a \beta] \\ & + h \cdot 2 [1,137 (100 + l) C_2 (\varepsilon v_2 - v_u a^2 \varepsilon_2) + (C_1 a^2 v_u + C_2 v_2) a \beta] \\ & + [v_u a^2 - 2 m \sigma \cdot 1,137 (90 + l) [C_1 a^2 v_u + C_2 v_2] \\ & + 1,137 (100 + l) [C_2 (a \beta v_2 - a^2 v_u \beta_2) - C_3 a^2 v_u] = 0. \end{aligned} \right.$$

Sieht man in Gl. 26  $k$  als konstante Größe an, so ergibt sich aus

$$\frac{1}{2} \cdot \bar{g}_1 = \frac{C_1(I) + C_2(II) + C_3}{L - (I)}$$

durch Differentiation und Nullsetzung

$$h^2 [(L C_1 + C_2 \beta_2 + C_3) \varepsilon + C_2 \varepsilon_2 (L - a \beta)] + h \cdot 2 [\varepsilon v_2 - \varepsilon_2 v_u a^2] C_2 + [-(L C_1 + C_2 \beta_2 + C_3) a^2 v_u - C_2 v_2 (L - a \beta)] = 0.$$

Vernachlässigt man in dieser Gleichung die Summanden  $C_2 \beta_2$ ,  $C_3$  und  $a \beta$ , sowie den Faktor von  $h$  wegen ihres geringen Einflusses auf das Ergebnis der Lösung, so erhält man (Gl. 28):

$$(28) \quad h = a \operatorname{tg} \varphi = a \sqrt{\frac{v_u b B + v_2 \cdot \frac{7}{8} \sum u}{\varepsilon b B + a^2 \varepsilon_2 \cdot \frac{7}{8} \sum u}}$$

worin  $\sum u = \eta_u \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1)[2m-(2n-1)].$

Hiermit wurden die günstigsten Trägerhöhen ermittelt, wenn für die Berechnung des Untergurtes die Haupt-, Wind-, und Zusatzlasten, für die Berechnung aller übrigen Stäbe die Hauptkräfte allein maßgebend waren. Mit der Gl. 27 wurden einige Proberechnungen durchgeführt, die die Genauigkeit von Gl. 28 bestätigten. Diese ergaben auch, daß nur die in Gl. 27 unterstrichenen Werte von Bedeutung sind und daß unter Vernachlässigung aller übrigen Werte sich aus Gl. 27 Gl. 28 ergibt.

Als erste Annäherung kann man  $\operatorname{tg} \varphi \approx \sqrt{\frac{v_u}{\varepsilon}}$  wählen. Dieser Wert ist jedoch zu groß.

10. Sind für die Bemessung aller Gurtstäbe die Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte, für die Bemessung der Füllungsstäbe nur die Hauptkräfte maßgebend, so ergibt sich, wenn man setzt:

$$v^0 = v_u - \frac{1}{8} \cdot \eta_0 \cdot 4 \cdot \frac{m}{m-1} \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n)$$

und die übrigen Zeichen wie vorher einführt:

$$(29) \quad \bar{g}_1 = \gamma \cdot \frac{B \left( v^0 \cdot \frac{a^2}{h} + \beta a + \varepsilon h \right) + \frac{7}{8} \cdot \frac{a^2}{b} \cdot 4 \eta_0 \left( \frac{v_2}{h} + \beta_2 + \varepsilon_2 h \right) \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1)[2m-(2n-1)] + \frac{a m^2 p \eta_u}{4}}{2 m \sigma - \left( 1 + \frac{k}{100} \right) \gamma \left( \frac{v^0 a^2}{h} + \beta a + \varepsilon h \right)}$$

Auch hier wird  $k$  als konstante Größe eingeführt:  $\frac{\bar{g}_1}{2} = \frac{C_1(I)}{L-(I)} + \frac{C_2(II)}{L-(I)} + \frac{C_3(III)}{L-(I)} + \frac{C_4}{L-(I)}$

$$\frac{d \bar{g}_1}{d h} = \frac{[L-(I)] C_1 \cdot \frac{d(I)}{d h} + C_1(I) \frac{d(I)}{d h} + [L-(I)] C_2 \cdot \frac{d(II)}{d h} + C_2(II) \frac{d(II)}{d h} + [L-(I)] C_3 \cdot \frac{d(III)}{d h} + C_3 \cdot III \cdot \frac{d(I)}{d h} + C_4 \cdot \frac{d(I)}{d h}}{[L-(I)]^2}$$

Durch Nullsetzung des Zählers der Gleichung erhält man

$$\left. \begin{aligned} & h^2 [(L C_1 + C_3 \beta_2 + C_4) \varepsilon + (C_2 + C_3) L \varepsilon_2 - (C_2 + C_3) \beta a \varepsilon_2] \\ & + h [2 (C_2 + C_3) (\varepsilon v_2 - \varepsilon_2 v^0 a^2)] \\ & + [(-L C_1 - C_3 \beta_2 - C_4) v^0 a^2 - (C_2 + C_3) L v_2 + (C_2 + C_3) \beta a v_2] \end{aligned} \right\} = 0.$$

Hierin sind die Werte  $C_4$  sowie die, die  $\beta$  und  $\beta_2$  als Faktor enthalten, im Verhältnis zu den übrigen Werten sehr klein. Ebenso ist der Faktor von  $h$  klein. Vernachlässigt man die betreffenden Werte, so ergibt sich (Gl. 30):

$$(30) \quad h = \sqrt{\frac{C_1 v^0 a^2 + (C_2 + C_3) v_2}{C_1 \varepsilon + (C_2 + C_3) \varepsilon_2}} = \operatorname{tg} \varphi = \sqrt{\frac{v^0 + \frac{7}{8} \frac{(\sum o + \sum u)}{b B} \cdot v_2}{\varepsilon + \frac{7}{8} \frac{(\sum o + \sum u)}{b B} \cdot \varepsilon_2}}$$

worin  $\sum o = 4 \eta_0 \cdot \frac{m}{m-1} \sum_{n=1}^{n=m-1} n(m-n)$

$\sum u = \eta_u \sum_{n=1}^{n=m} (2n-1)[2m-(2n-1)].$



Tafel 4.

m	3			4			5			6			7			
	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	
$\eta_o$	1,78	2,06	2,21	1,34	1,41	1,47	1,19	1,22	1,25	1,12	1,15	1,16	1,09	1,10	1,11	
$\eta_u = \eta_z$		1,20			1,20			1,20			1,20			1,20		
$\eta_d$	3,33	4,20	4,78	2,19	2,58	2,84	1,73	1,93	2,03	1,55	1,68	1,74	1,44	1,54	1,59	
$4 \eta_o \cdot \frac{m}{m-1} \sum_{n=1}^{m-1} n(m-n)$	$= \Sigma o$	42,7	49,4	53,0	71,5	75,2	78,4	119,0	122,0	125,0	188,0	193,0	195,0	285,0	288,0	290,0
$\frac{7}{8} \Sigma o$		37,4	43,3	46,4	62,6	65,8	68,6	104,2	106,9	109,5	164,7	169,0	170,8	249,5	252,0	254,0
$\eta_u \sum_{n=1}^m (2n-1)(2m-(2n-1))$	$= \Sigma u$		22,8			52,8			102,0			175,2			277,2	
$\frac{7}{8} \Sigma u$			20,0			46,2			89,3			153,4			242,6	
$\frac{1}{2m-1} \sum_{n=1}^m \eta_d \left( (2m-n)^2 - 0,3(n-1)^2 \right)$	$= \Sigma d$	25,6	31,3	35,1	31,2	35,2	38,0	41,6	44,8	46,6	55,2	58,1	59,5	72,0	75,3	76,6
$1,34 \cdot \frac{m}{4}; 1,41 \cdot \frac{m}{4}; 1,47 \cdot \frac{m}{4}$		1,0	1,1	1,1	1,3	1,4	1,5	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,5	2,6
$\eta_z \cdot \frac{3}{2} \cdot m$			5,4			7,2			9,0			10,8			12,6	
$\eta_d \cdot \frac{1}{50} \cdot \frac{m+1}{m-1} \sum_{n=1}^{m-1} n(m-n)$	$= \beta$	0,5	0,7	0,8	0,7	0,8	1,0	1,0	1,2	1,2	1,5	1,6	1,7	2,2	2,3	2,4
$v$		92,1	104,8	112,0	156,8	164,6	170,7	264,3	270,6	276,0	420,4	428,4	431,9	636,5	643,0	646,4
$v_u$		89,3	102,0	109,2	150,2	158,0	164,1	251,6	257,9	262,8	398,7	406,6	410,1	601,9	608,4	611,8
$v^o$		84,0	95,9	102,6	141,3	148,6	154,3	236,8	242,8	247,3	375,4	382,6	385,9	566,4	572,4	575,8
$v$		32,0	38,0	41,6	39,7	43,8	46,7	52,3	55,6	57,5	67,0	71,0	72,5	86,9	90,4	91,8
$\sqrt{\frac{v}{\epsilon}}$		1,70	1,66	1,64	1,99	1,94	1,92	2,25	2,20	2,19	2,51	2,46	2,44	2,70	2,67	2,65
$\sqrt{\frac{v_u}{\epsilon}}$		1,67	1,64	1,62	1,95	1,90	1,89	2,19	2,15	2,14	2,44	2,39	2,38	2,63	2,60	2,58
$\sqrt{\frac{v^o}{\epsilon}}$		1,62	1,59	1,57	1,89	1,84	1,83	2,13	2,09	2,07	2,37	2,32	2,31	2,55	2,52	2,50
Anzahl der Knotenpunkte			24			33			40			48			56	
Anzahl der Einzelstäbe			45			61			77			93			109	



Zu Tafel 4.

In erster Annäherung darf  $\text{tg } \varphi = \sqrt{\frac{v^o}{\epsilon}}$  gesetzt werden. Dieser Wert ist jedoch zu groß.

11. Welche Kräfte für die Bemessung der Gurte maßgebend sind, entscheidet man durch Gegenüberstellung der Werte  $F = \frac{S}{\sigma}$  für Hauptkräfte allein und für Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte.

$$\frac{\left(1 + \frac{k}{100}\right) \alpha \cdot \frac{g_1}{2} + B}{\sigma} \quad \text{wird} \quad \frac{\left(1 + \frac{k}{100}\right) \alpha \cdot \frac{g_1}{2} + B + \frac{r_2 + \epsilon_2 h^2}{b}}{\frac{8}{7} \sigma}$$

$$\text{bzw.} \quad \frac{\left(1 + \frac{k}{100}\right) \alpha \cdot \frac{g_1}{2} + B + \frac{r_2 + \beta_2 h + \epsilon_2 h^2}{b} + \frac{8}{7} \cdot \frac{h}{a} \cdot \frac{m^2 p \eta_u}{4 \Sigma u}}{\frac{8}{7} \sigma}$$

gegenübergestellt, oder

$$\left[ \frac{b}{7} \left(1 + \frac{k}{100}\right) \alpha \cdot \frac{g_1}{2} + B \right] \quad \text{wird} \quad (r_2 + \epsilon_2 h^2)$$

$$\text{bzw.} \quad \left( r_2 + \beta_2 h + \epsilon_2 h^2 + \frac{b}{7/8 \Sigma u} \cdot \frac{h}{a} \cdot \frac{m^2 p \eta_u}{4} \right)$$

gegenübergestellt (siehe Tafel 5).

Der größere Wert bezeichnet die für die Bemessung der Gurtstäbe maßgebende Belastung.

Dieses Kriterium stimmt im allgemeinen auch zur Bestimmung der für die Ermittlung der günstigsten Trägerhöhe maßgebenden Belastung. Liegen aber die Höhen, die die Kleinstwerte der Trägergewichte infolge zweier verschiedener Belastungsfälle bestimmen, nahe beieinander, so ist das Kriterium nicht brauchbar für die Entscheidung über die günstigste Trägerhöhe. Die das kleinste Trägergewicht ergebende Höhe läßt sich dann durch Versuchsrechnungen leicht ermitteln. Zweckmäßig wählt man dann aber die mit Hilfe obigen Kriteriums ermittelte kleinere Höhe, bei der das Trägergewicht seinen Kleinstwert nur wenig überschreitet.

Daß die Füllungsstäbe nach der Wirkung der Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte bemessen werden müssen, ist so unwahrscheinlich, daß der Fall nicht in Erwägung gezogen wird.

Es wäre möglich, durch Verbreiterung der Brücken den Einfluß des Windes auf die Bemessung der Hauptträger herabzumindern. Dadurch würde jedoch das Gewicht der Fahrbahn zunehmen und das Gesamtgewicht der Brücke ungünstig beeinflussen.

12. Die entwickelten Gleichungen für die theoretischen Hauptträgergewichte und die Hauptträgerhöhen enthalten einige Ausdrücke, die von den Abmessungen der Hauptträger unabhängig sind. Nur  $m$  und  $\eta$  bestimmen ihre Werte, die in der Tafel 4 zusammengestellt wurden.

Auf Grund dieser Tafel 4 wurden dann in den Tafeln 5 für die Stützweiten 80 m, 100 m, 120 m, 140 m und 150 m die kleinsten Hauptträgergewichte ermittelt.



Tafel 5.

		l = 80 m			b = 8,6 m			p = 11 065 kg/m								
		3			4			5			6			7		
Baustahl		St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52
a	m	13,33			10,00			8,00			6,67			5,72		
B	kg	16 260	16 155	16 090	16 175	16 075	16 010	16 120	16 020	15 960	16 080	15 985	15 925	16 055	15 960	15 905
$tg \varphi = \sqrt{\frac{r_u b B + \frac{7}{8} (\Sigma u) r_2}{\epsilon b B + \frac{7}{8} (\Sigma u) \epsilon_2 a^2}}$		1,653	1,624	1,605	1,925	1,881	1,857	<u>2,173</u>	2,134	<u>2,119</u>	2,400	<u>2,375</u>	2,360	2,617	2,576	2,565
$tg \varphi = \sqrt{\frac{r^o b B + \frac{7}{8} (\Sigma u + \Sigma o) r_2}{\epsilon b B + \frac{7}{8} (\Sigma u + \Sigma o) \epsilon_2 a^2}}$																
h = a tg φ	m	22,04	21,66	21,40	19,25	18,81	18,57	17,37	17,07	16,94	16,00	15,80	15,72	14,95	14,73	14,65
$\frac{h}{l}$		$\frac{1}{3,60}$	$\frac{1}{3,70}$	$\frac{1}{3,74}$	$\frac{1}{4,15}$	$\frac{1}{4,25}$	$\frac{1}{4,30}$	<u><math>\frac{1}{4,60}</math></u>	$\frac{1}{4,70}$	<u><math>\frac{1}{4,72}</math></u>	$\frac{1}{5,00}$	<u><math>\frac{1}{5,06}</math></u>	$\frac{1}{5,10}$	$\frac{1}{5,35}$	$\frac{1}{5,43}$	$\frac{1}{5,46}$
$B \left( \frac{r_u}{tg \varphi} + \beta + \epsilon tg \varphi \right)$	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$	1747	2023	2183	2513	2687	2820	3717	3855	3943	5320	5460	5520	7385	7530	7570
$B \left( \frac{r^o}{tg \varphi} + \beta + \epsilon tg \varphi \right)$	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$															
$\frac{a}{b} \cdot \frac{7}{8} (\Sigma u) \left( \frac{r_2}{h} + \beta_2 + \epsilon_2 h \right)$	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$	44	44	43	72	72	71	108	107	107	150	150	150	200	199	199
$\frac{a}{b} \cdot \frac{7}{8} (\Sigma o) \left( \frac{r_2}{h} + \epsilon_2 h \right)$	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$															
$\frac{1}{4} \cdot m^2 p \eta_u$	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$	30	30	30	53	53	53	83	83	83	120	120	120	163	163	163
Z	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$	1821	2097	2256	2638	2812	2944	3908	4045	4133	5590	5730	5790	7748	7892	7932
2 m σ	$\frac{1}{10^4} \text{ kg/m}^2$	8400	10 920	12 600	11 200	14 560	16 800	14 000	18 200	21 000	16 800	21 840	25 200	19 600	25 480	29 400
k		17,2	17,0	16,9	15,8	15,6	15,4	14,8	14,7	14,6	14,1	14,0	14,0	13,6	13,4	13,4
$\left( 1 + \frac{k}{100} \right) a \gamma \left( \frac{r_u^o}{tg \varphi} + \beta + \epsilon tg \varphi \right)$	$\frac{1}{10^4} \text{ kg/m}^2$	1320	1533	1656	1415	1520	1599	1670	1738	1784	1987	2050	2080	2360	2415	2445
N	$\frac{1}{10^4} \text{ kg/m}^2$	7080	9387	10 944	9785	13 040	15 201	12 330	16 462	19 216	14 813	19 790	23 120	17 240	23 065	26 955
$\frac{1}{2} \cdot \bar{g}_1 = a \gamma \cdot \frac{Z}{N}$	$\frac{1}{10^4} \text{ kg/m}$	2690	2338	2158	2113	1692	1518	1990	1543	1347	1977	1515	1313	2015	1537	1322
α		1,35	1,40	1,45	1,40	1,45	1,50	1,45	1,50	1,55	1,50	1,55	1,60	1,55	1,60	1,65
Kriterien	$\left[ \left( 1 + \frac{k}{100} \right) \alpha \cdot \frac{1}{2} \cdot \bar{g}_1 + B \right] \frac{b}{7}$	25 040	24 380	24 080	24 000	23 160	22 830	<u>23 750</u>	22 840	22 460	23 860	22 880	22 480	24 070	23 000	22 600
	$r_2 + \epsilon_2 h^2$	16 300	15 810	15 480	12 840	12 330	11 880	10 780	10 470	10 340	9 410	9 210	9 130	8 430	8 235	8 165
	$r_2 + \beta_2 h + \epsilon_2 h^2 + \frac{b}{8} \cdot \frac{1}{\Sigma u} \cdot \frac{1}{4} \cdot m^2 p \eta_u \frac{h}{a}$	52 400	51 300	50 550	44 840	43 600	42 740	39 900	39 060	38 730	36 260	35 760	35 560	33 620	33 000	32 850
$g_1 = \alpha \bar{g}_1$ (Hauptträger)	kg	7260	6545	6260	5915	4910	4555	5770	4630	4170	5930	4700	4205	6250	4920	4360
$g_2 = \frac{k}{100} \bar{g}_1$ (Windverbände)	kg	1250	1115	1060	935	765	700	855	680	610	840	660	590	850	660	585
$g_3$ (Fußwege)	kg	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
$g_5$ (Fahrbahnträgerrost)	kg	1840	1630	1500	1670	1470	1340	1560	1360	1240	1480	1290	1170	1430	1240	1125
g	St52			9 220			6995			<u>6420</u>			6365			6470
	St48		9 690	9 405		7545	7190		7070	6610		<u>7050</u>	6555		7220	6660
	St37	10 750	10 035	9 750	8920	7915	7560	<u>8585</u>	7445	6985	8650	7420	6925	8930	7600	7C40
$\frac{f}{l}$		$\frac{1}{2430}$	$\frac{1}{1950}$	$\frac{1}{1720}$	$\frac{1}{1690}$	$\frac{1}{1300}$	$\frac{1}{1131}$	$\frac{1}{1440}$	$\frac{1}{1100}$	$\frac{1}{952}$	$\frac{1}{1260}$	$\frac{1}{954}$	$\frac{1}{818}$	$\frac{1}{1170}$	$\frac{1}{875}$	$\frac{1}{750}$



Tafel 5.

$l = 100 \text{ m}$												$l = 120 \text{ m}$											
$b = 8,8 \text{ m}$						$p = 10540 \text{ kg/m}$						$b = 8,9 \text{ m}$						$p = 10175 \text{ kg/m}$					
4			5			6			7			4			5			6			7		
St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52
12,50			10,00			8,33			7,14			15,00			12,00			10,00			8,57		
570	15460	15400	15 500	15 400	15 340	15 455	15 350	15 300	15 420	15 320	15 270	15 160	15 050	14 985	15 080	14 975	14 910	15 030	14 925	14 865	14985	14890	14830
910	1,874	1,843	2,157	2,120	2,105	2,385	2,360	2,346	2,601	2,565	2,552	1,895	1,850	1,833	2,138	2,103	2,088	2,366	2,344	2,332	2,582	2,546	2,530
3,86	23,43	23,03	21,57	21,20	21,05	19,87	19,66	19,55	18,60	18,30	18,22	28,42	27,73	27,50	25,65	25,24	25,06	23,66	23,44	23,32	22,12	21,82	21,70
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
19	4,27	4,34	4,63	4,72	4,75	5,03	5,08	5,12	5,37	5,46	5,49	4,22	4,33	4,36	4,68	4,75	4,79	5,08	5,12	5,15	5,43	5,50	5,53
410	2580	2808	3577	3708	3790	5110	5240	5300	7100	7230	7290	2353	2518	2640	3477	3610	3680	4970	5090	5160	6890	7030	7070
96	95	95	142	141	141	197	197	196	261	260	259	124	123	122	182	181	180	252	251	250	331	329	328
51	51	51	79	79	79	114	114	114	155	155	155	49	49	49	76	76	76	110	110	110	150	150	150
561	2730	2859	3793	3928	4010	5426	5551	5620	7506	7635	7684	2526	2690	2811	3735	3867	3936	5332	5451	5520	7371	7509	7548
1200	14560	16800	14 000	18 200	21 000	16 800	21 840	25 200	19 600	25 480	29 400	11 200	14 560	16 800	14 000	18 200	21 000	16 800	21 840	25 200	19600	25480	29400
16,3	16,1	15,8	15,2	15,0	15,0	14,4	14,3	14,3	13,8	13,7	13,6	16,6	16,2	16,2	15,4	15,4	15,3	14,6	14,5	14,5	14,0	13,9	13,8
773	1910	2006	2093	2180	2240	2492	2567	2607	2952	3023	3050	2133	2293	2412	2517	2627	2694	2993	3087	3134	3553	3635	3673
427	12650	14794	11 907	16 020	18 760	14 308	19 273	22 593	16 648	22 457	26 350	9067	12 267	14 388	11 483	15 573	18 306	13 807	18 753	22 066	16047	21845	25720
670	2120	1895	2500	1925	1677	2480	1883	1627	2528	1907	1638	3283	2583	2300	3066	2340	2026	3030	2280	1965	3090	2310	1977
1,40	1,45	1,50	1,45	1,50	1,55	1,50	1,55	1,60	1,55	1,60	1,65	1,40	1,45	1,50	1,45	1,50	1,55	1,50	1,55	1,60	1,55	1,60	1,65
4930	23840	23550	24 660	23 460	22 980	24 660	23 380	22 870	24 920	23 540	22 940	25 960	24 530	24 200	25 600	24 100	23 500	25 650	24 070	23 400	26000	24260	23330
8840	18200	17640	15 700	15 220	15 030	13 530	13 330	13 200	12 100	11 780	11 680	25 950	24 800	24 400	21 450	20 850	20 550	18 530	18 220	18 040	16400	16020	15870
3300	52100	50900	47 100	46 000	45 600	42 550	42 000	41 750	39 310	38 530	38 320	62 900	60 750	60 200	55 000	54 300	53 380	49 600	49 000	48 650	45500	44730	44400
470	6150	5690	7250	5775	5200	7440	5840	5200	7840	6100	5410	9200	7490	6900	8900	7020	6280	9090	7070	6290	9580	7400	6520
225	990	900	1105	870	780	1075	835	745	1085	835	735	1530	1215	1120	1370	1080	960	1330	1025	915	1345	1030	900
400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
840	1620	1500	1700	1500	1380	1610	1400	1300	1540	1340	1240	1980	1755	1630	1820	1605	1480	1720	1510	1390	1630	1435	1320
		8490			7760			7645			7785			10 050			9120			8995			9140
	9160	8700		8545	7970		8475	7835		8675	7985		10 860	10 270		10 105	9365		10 005	9225		10265	9380
0930	9610	9150	10 455	8980	8405	10 525	8925	8285	10 865	9125	8435	13 110	11 400	10 810	12 490	10 610	9870	12 540	10 520	9740	12955	10775	9890
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
810	1383	1210	1540	1165	1005	1337	1000	860	1245	957	788	1945	1465	1280	1645	1230	1060	1435	1105	908	1335	980	857



Tafel 5 (Fortsetzung).

		$l = 140 \text{ m}$						$b = 9,0 \text{ m}$			$p = 9890 \text{ kg/m}$						
$m$ . . . . .		4			5			6			7			5			
Baustahl . . . . .		St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	
$a$ . . . . .	m	17,50			14,00			11,67			10,00			14,00			
$B$ . . . . .	kg	14 880	14 760	14 690	14 783	14 665	14 605	14 725	14 610	14 550	14 675	14 570	14 510	14 783	14 665	14 605	
$\text{tg } \varphi = \sqrt{\frac{\nu_u b B + \frac{7}{8} (\Sigma u) \nu_2}{\varepsilon b B + \frac{7}{8} (\Sigma u) \varepsilon_2 a^2}}$								2,344	2,324	2,310	2,560	2,525	2,513	2,120	2,085	2,070	
$\text{tg } \varphi = \sqrt{\frac{\nu^o b B + \frac{7}{8} (\Sigma u + \Sigma o) \nu_2}{\varepsilon b B + \frac{7}{8} (\Sigma u + \Sigma o) \varepsilon_2 a^2}}$		1,738	1,706	1,689	1,983	1,952	1,938										
$h = a \text{ tg } \varphi$ . . . . .	m	30,42	29,86	29,55	27,93	27,33	27,13	27,35	27,10	27,00	25,60	25,25	25,13	29,67	29,20	29,00	
$\frac{h}{l}$ . . . . .		$\frac{1}{4,60}$	$\frac{1}{4,69}$	$\frac{1}{4,74}$	$\frac{1}{5,02}$	$\frac{1}{5,13}$	$\frac{1}{5,17}$	$\frac{1}{5,13}$	$\frac{1}{5,17}$	$\frac{1}{5,18}$	$\frac{1}{5,47}$	$\frac{1}{5,55}$	$\frac{1}{5,58}$	$\frac{1}{4,72}$	$\frac{1}{4,80}$	$\frac{1}{4,83}$	
$B \left( \frac{\nu_u}{\text{tg } \varphi} + \beta + \varepsilon \text{ tg } \varphi \right)$ . . . . .	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$							4870	4985	5040	6750	6860	6920	3420	3540	3620	
$B \left( \frac{\nu^o}{\text{tg } \varphi} + \beta + \varepsilon \text{ tg } \varphi \right)$ . . . . .	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$	2246	2400	2514	3317	3435	3508										
$\frac{a}{b} \cdot \frac{7}{8} (\Sigma u) \left( \frac{\nu_2}{h} + \beta_2 + \varepsilon_2 h \right)$ . . . . .	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$	148	146	146	219	216	216	311	310	309	407	405	403	226	224	223	
$\frac{a}{b} \cdot \frac{7}{8} (\Sigma o) \left( \frac{\nu_2}{h} + \varepsilon_2 h \right)$ . . . . .	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$	118	122	126	146	147	149										
$\frac{1}{4} \cdot m^2 p \nu_u$ . . . . .	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$	47	47	47	74	74	74	107	107	107	145	145	145	74	74	74	
$Z$ . . . . .	$\frac{1}{10^3} \text{ kg/m}$	2559	2715	2833	3756	3872	3947	5288	5402	5456	7302	7410	7468	3720	3838	3917	
$2 m \sigma$ . . . . .	$\frac{1}{10^4} \text{ kg/m}^2$	11 200	14 560	16 800	14 000	18 200	21 000	16 800	21 840	25 200	19 600	25 480	29 400	14 000	18 200	21 000	
$k$ . . . . .		15,9	15,7	15,6	15,0	14,7	14,7	14,7	14,7	14,6	14,1	14,0	13,9	15,0	14,7	14,7	
$\left( 1 + \frac{k}{100} \right) a \gamma \left( \frac{\nu_u^o}{\text{tg } \varphi} + \beta + \varepsilon \text{ tg } \varphi \right)$ . . . . .	$\frac{1}{10^4} \text{ kg/m}^2$	2414	2590	2720	2846	2960	3040	3490	3600	3653	4150	4250	4290	2932	3043	3121	
$N$ . . . . .	$\frac{1}{10^4} \text{ kg/m}^2$	8786	11 970	14 080	11 154	15 240	17 960	13 310	18 240	21 547	15 450	21 230	25 110	11 068	15 157	17 879	
$\frac{1}{2} \cdot \bar{g}_1 = a \gamma \cdot \frac{Z}{N}$ . . . . .	$\frac{1}{10^4} \text{ kg/m}$	3990	3110	2755	3705	2793	2418	3640	2710	2320	3710	2740	2333	3700	2785	2410	
$\alpha$ . . . . .		1,40	1,45	1,50	1,45	1,50	1,55	1,50	1,55	1,60	1,55	1,60	1,65	1,45	1,50	1,55	
Kriterien	$\left[ \left( 1 + \frac{k}{100} \right) \alpha \cdot \frac{1}{2} \cdot \bar{g}_1 + B \right] \frac{b}{7}$ . . . . .	kg	27 340	25 580	24 920	26 870	24 900	24 200	26 800	24 840	24 080	27 240	25 100	24 240	26 550	24 910	24 200
	$\nu_2 + \varepsilon_2 h^2$ . . . . .	kg	29 480	28 470	27 920	25 120	24 130	23 800	24 160	23 730	23 600	21 400	20 840	20 670	28 130	27 330	26 930
	$\nu_2 + \beta_2 h + \varepsilon_2 h^2 + \frac{b}{8 \cdot \Sigma u} \cdot \frac{1}{4} \cdot m^2 p \nu_u \frac{h}{a}$ . . . . .	kg	65 910	64 210	63 290	58 756	57 126	56 570	57 350	56 600	56 110	54 500	51 500	51 150			
$g_1 = \alpha \bar{g}_1$ (Hauptträger) . . . . .	kg	11 190	9020	8265	10 740	8300	7500	10 920	8400	7430	11 500	8770	7700				
$g_2 = \frac{k}{100} g_1$ (Windverbände) . . . . .	kg	1780	1420	1290	1615	1235	1105	1605	1235	1085	1625	1230	1070				
$g_3$ (Fußwege) . . . . .	kg	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400				
$g_5$ (Fahrbahnträgerrost) . . . . .	kg	2140	1900	1760	1950	1710	1590	1830	1600	1480	1730	1520	1400				
$g$ wenn Fahrbahnträgerrost und Windverbände hergestellt sind aus	St52	kg		11 715			10 950			10 395			10 570				
	St48	kg		12 740	11 985		11 645	10 845		11 635	10 665		11 920	10 850			
	St37	kg	15 510	13 340	12 585	14 705	12 265	11 465	14 755	12 235	11 265	15 255	12 525	11 455			
$\frac{f}{l}$ . . . . .		$\frac{1}{2125}$	$\frac{1}{1580}$	$\frac{1}{1372}$	$\frac{1}{1790}$	$\frac{1}{1320}$	$\frac{1}{1275}$	$\frac{1}{1530}$	$\frac{1}{1120}$	$\frac{1}{952}$	$\frac{1}{1430}$	$\frac{1}{1035}$	$\frac{1}{875}$				



Tafel 5 (Fortsetzung).

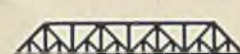
$l = 150 \text{ m}$			$b = 9,1 \text{ m}$			$p = 9780 \text{ kg/m}$							
4		5		6		7				6			
St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	St48	St52
	18,75			15,00			12,50			10,70			12,50
14 770	14 645	14 575	14 670	14 550	14 485	14 600	14 490	14 425	14 555	14 445	14 385	14 490	14 425
						2,333			2,550	2,513	2,510	2,313	2,295
1,719	1,687	1,669	1,963	1,935	1,920		2,164	2,153					
32,20	31,60	31,28	29,43	29,03	28,80	29,15	27,06	26,93	27,27	26,88	26,86	28,90	28,73
$\frac{1}{4,66}$	$\frac{1}{4,75}$	$\frac{1}{4,69}$	$\frac{1}{5,10}$	$\frac{1}{5,17}$	$\frac{1}{5,21}$	$\frac{1}{5,14}$	$\frac{1}{5,54}$	$\frac{1}{5,57}$	$\frac{1}{5,51}$	$\frac{1}{5,58}$	$\frac{1}{5,58}$	$\frac{1}{5,18}$	$\frac{1}{5,22}$
						4865			6690	6820	6850	4970	5030
2230	2380	2497	3290	3407	3480		4810	4860					
161	160	159	238	236	235	343	327	326	444	442	441	342	340
131	136	140	162	164	167		204	205					
47	47	47	73	73	73	106	106	106	144	144	144	106	106
2569	2723	2843	3763	3880	3955	5314	5447	5497	7278	7406	7435	5418	5476
11 200	14 560	16 800	14 000	18 200	21 000	16 800	21 840	25 200	19 600	25 480	29 400	21 840	25 200
15,9	15,7	15,6	14,9	14,8	14,7	14,2	14,1	14,0	14,1	14,0	14,0	14,1	14,0
2585	2773	2916	3053	3193	3249	3735	3740	3793	4440	4550	4600	3846	3896
8615	11 787	13 884	10 947	15 107	17 751	13 065	18 100	21 407	15 160	20 930	24 800	17 994	21 304
4390	3400	3013	4045	3025	2625	3990	2953	2520	4040	2975	2520	2955	2520
1,40	1,45	1,50	1,45	1,50	1,55	1,50	1,55	1,60	1,55	1,60	1,65	1,55	1,60
28 350	26 300	25 600	27 600	25 450	24 660	27 660	25 480	24 600	28 050	25 670	24 750	25 460	24 560
32 800	31 670	31 080	27 700	27 000	26 600	27 230	23 700	23 470	24 040	23 430	23 400	26 830	26 530
70 410	68 540	67 620	62 150	60 980	60 290	61 530	55 530	55 110	56 100	55 100	55 100		
12 300	9860	9040	11 750	9075	8120	11 970	9150	8060	12 540	9520	8320		
1960	1550	1410	1750	1345	1195	1700	1290	1130	1770	1335	1130		
400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400		
2220	1970	1830	2015	1780	1650	1840	1655	1530	1790	1570	1450		
		12 680			11 365			11 120			11 300		
	13 780	12 960		12 600	11 645		12 495	11 405		12 825	11 625		
16 880	14 440	13 620	15 915	13 240	12 285	15 910	13 090	12 000	16 500	13 480	12 280		
$\frac{1}{2200}$	$\frac{1}{1640}$	$\frac{1}{1410}$	$\frac{1}{1850}$	$\frac{1}{1360}$	$\frac{1}{1160}$	$\frac{1}{1770}$	$\frac{1}{1180}$	$\frac{1}{996}$	$\frac{1}{1475}$	$\frac{1}{1060}$	$\frac{1}{896}$		



Tafel 5a.

Tafel 5b.

		$l = 80 \text{ m}; b = 8,6 \text{ m}; p = 11\,065 \text{ kg/m}$						$l = 120 \text{ m}; b = 8,9 \text{ m}; p = 10\,175 \text{ kg/m}$			
		13,33 m			10,00 m			15,00 m			
		3			4			4			
		St37	St48	St52	St37	St48	St52	St37	St48	St52	
$a = h$	m										
$m$											
Baustahl											
$\frac{h}{l}$		$\frac{1}{6}$			$\frac{1}{8}$			$\frac{1}{8}$			
$B$	kg/m	16 260	16 155	16 090	16 175	16 015	16 010	15 160	15 050	14 985	
$\eta_o = \eta_d$		1,78	2,06	2,21	1,34	1,41	1,47	1,34	1,41	1,47	
$\eta_u = \eta_z$		1,20			1,20			1,20			
$4 \eta_o \cdot \frac{m}{m-1} \sum_{n=1}^{m-1} n(m-n) = \Sigma o$		42,7	49,4	53,0	71,5	75,2	78,4	71,5	75,2	78,4	
$\eta_u \sum_{n=1}^m (2n-1)(2m-(2n-1)) = \Sigma u$		22,8			52,8			52,8			
$\frac{7}{8} \Sigma u$		20,0			46,2			46,2			
$\frac{1}{2m-1} \sum_{n=1}^m \eta_d \cdot \eta_z \cdot ((2m-n)^2 - 0,3(n-1)^2) = \Sigma d$		15,5	17,3	18,3	22,3	23,1	23,7	22,3	23,1	23,7	
$1,34 \cdot \frac{m}{4}; 1,41 \cdot \frac{m}{4}; 1,47 \cdot \frac{m}{4}$		1,0	1,1	1,1	1,3	1,4	1,5	1,3	1,4	1,5	
$\eta_z \cdot \frac{3}{2} \cdot m$		5,4			7,2			7,2			
$\eta_d \cdot \frac{1}{50} \cdot \frac{m+1}{m-1} \sum_{n=1}^{m-1} n(m-n) = \beta$		0,5	0,7	0,8	0,7	0,8	1,0	0,7	0,8	1,0	
$\rightarrow v$					147,9	152,5	156,4				
$\rightarrow v_u$		79,1	87,7	92,3				141,4	145,9	149,8	
$\rightarrow e$		21,8	23,8	24,8	30,8	31,7	32,4	30,8	31,7	32,4	
$(v + \beta + e)$ bzw. $(v_u + \beta + e)$		101,5	112,2	117,9	179,4	185,0	189,8	172,9	177,6	182,2	
$v_2 + \beta_2 h + \epsilon_2 h^2$	kg	16 060						11 480			
$B(v + \beta + e)$ bzw. $B(v_u + \beta + e)$	$\frac{1}{10^3}$ kg/m	1650	1812	1897	2906	2975	3040	2624	2672	2730	
$\frac{1}{b} \cdot \frac{7}{8} \Sigma u (v_2 + \beta_2 h + \epsilon_2 h^2)$	$\frac{1}{10^3}$ kg/m	37						100			
$\frac{1}{4} \cdot m^2 p \eta_u$	$\frac{1}{10^3}$ kg/m	30						49			
$Z$	$\frac{1}{10^3}$ kg/m	1717	1879	1964	2906	2975	3040	2773	2821	2879	
$2 m \sigma$	$\frac{1}{10^4}$ kg/m <sup>2</sup>	8400	10 920	12 600	11 200	14 560	16 800	11 200	14 560	16 800	
$1,11 a \gamma (v + \beta + e)$ bzw. $1,11 a \gamma (v_u + \beta + e)$	$\frac{1}{10^4}$ kg/m <sup>2</sup>	1179	1303	1370	1563	1610	1653	2258	2316	2380	
$N$	$\frac{1}{10^4}$ kg/m <sup>2</sup>	7221	9617	11 230	9637	12 950	15 147	8942	12 244	14 420	
$\frac{1}{2} \cdot \bar{g}_1 = a \gamma \cdot \frac{Z}{N}$	$\frac{1}{10^4}$ kg/m	2486	2047	1830	2370	1800	1575	3660	2720	2360	
$\alpha$		1,30	1,35	1,40	1,30	1,35	1,40	1,30	1,35	1,40	
Kriterien	$\left( (1,11 \cdot \alpha \cdot \frac{\bar{g}_1}{2} + B) \cdot \frac{b}{7} \right)$	kg	24 240	23 450	21 980	24 000	23 000	22 600	25 800	24 200	23 600
	$v_2 + \epsilon_2 h^2$	kg	7060			4730			8480		
	$v_2 + \beta_2 h + \epsilon_2 h^2 + \frac{b}{7} \cdot \frac{1}{4} \cdot m^2 p \eta_u$	kg	28 960			21 360			28 000		
$g_1 = \alpha \bar{g}_1$ (Hauptträger)	kg	6460	5530	5130	6160	4860	4410	9510	7350	6600	
$g_2 = \frac{k}{100} \cdot g_1 = 0,11 g_1$ (Windverbände)	kg	710	610	565	680	535	485	1050	810	730	
$g_3$ (Fußwege)	kg	400	400	400	400	400	400	400	400	400	
$g_5$ (Fahrbahnträgerrost)	kg	1840	1630	1500	1670	1470	1340	1980	1755	1630	
$g$	wenn Fahrbahnträgerrost und Windverbände hergestellt sind aus	St52	7595			6635			9360		
		St48	8170			7265			10 315		
		St37	9410	8480	8080	8910	7610	7160	12 940	10 780	10 030
$\frac{f}{l}$		$\frac{1}{1570}$	$\frac{1}{1242}$	$\frac{1}{1040}$	$\frac{1}{1119}$	$\frac{1}{842}$	$\frac{1}{734}$	$\frac{1}{1270}$	$\frac{1}{1030}$	$\frac{1}{810}$	



Zu Tafel 5a u. b.



13. Die Bauziffer  $\alpha$ .

Nach Schaper<sup>9)</sup> ist  $\alpha = 1,7$  zu wählen. Da bei der vorliegenden Untersuchung der Unterschied zwischen den theoretischen und den wirklich erforderlichen Stabquerschnitten durch die  $\eta$ -Werte berücksichtigt wurde, so muß durch  $\alpha$  noch der Beitrag der Knotenbleche, Bindebleche, Stoßlaschen und Nietköpfe zum Hauptträgergewicht in Anrechnung gebracht werden.

Nach „Hütte“ Band III ist bei Zugrundelegung der wirklichen Stabquerschnitte  $\alpha$  größer als 1,25. Diese Zahl gilt offenbar für  $m = 4$ ,  $\text{tg } \varphi \approx 1$  und St 37.

$\alpha$  wurde daher für St 37 für die verschiedenen Werte  $m$  unter Beachtung der gesamten Stablänge, der Zahl der Knotenpunkte und Einzelstäbe und der Neigung der Schrägen festgelegt.

Für St 48 und St 52 wurde  $\alpha$  jeweils um 0,05 bzw. 0,10 höher gewählt als für St 37, da bei den hochwertigen Stählen im Verhältnis zu den Stabquerschnitten größere Mengen an Knotenblechen, Bindeblechen, Laschen u. dgl. notwendig werden als bei St 37.

Die Bauziffern sind Erfahrungswerte. Sie lassen sich daher nur auf Grund einer größeren Anzahl fertiger Bauwerke aufstellen. Da Hauptträger von der hier ermittelten Gestalt noch gar nicht und Hauptträger aus St 48 und St 52 erst in geringer Zahl ausgeführt wurden, so konnte  $\alpha$  für diese Untersuchung nur wie vorstehend geschätzt werden.

IV. Ermittlung der Durchbiegungen der Hauptträger.

Die größten Durchbiegungen der Hauptträger infolge der ruhenden Verkehrslasten sollen nicht größer sein als 1/900 der Stützweite (B. E. S. 48).

Die Beanspruchung eines Stabes infolge ruhender Verkehrslast sei

$$(31) \quad \sigma_1 = \frac{S(p)}{F_a}$$

$$F_a = \frac{S(\varphi \cdot p, g)}{\sigma_1} \cdot \eta$$

$$\text{bzw.} = \frac{S(\varphi \cdot p, g, w)}{\sigma_{II}} \cdot \eta.$$

$$\text{Mithin } \sigma_1 = \frac{S(p)}{S(\varphi \cdot p, g) \eta} \cdot \sigma' = \frac{p}{(\varphi \cdot p, g) \eta} \cdot \sigma'$$

$$\text{bzw. } \sigma_1 = \frac{S(p)}{S(\varphi \cdot p, g, w) \eta} \cdot \sigma'' = \frac{p}{(\varphi \cdot p, g, w) \eta} \cdot \sigma''.$$

Die größte Durchbiegung in Trägermitte wird nun mit Hilfe der allgemeinen Arbeitsgleichung unter der Annahme ermittelt, daß alle Stäbe bei voll belasteter Brücke bis zur zulässigen Grenze ausgelastet sind. (In Wirklichkeit sind die Schrägstäbe außer den Endschrägen bei dieser Belastung nicht voll beansprucht.)

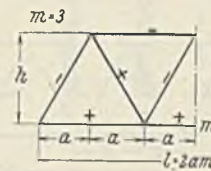
$$1 f = \sum S' \cdot \frac{S(p) s}{E F_a}$$

$$\frac{S(p)}{F_a} = \sigma_1$$

$$(32) \quad f = \frac{1}{E} \cdot \sum S' \sigma_1 s.$$

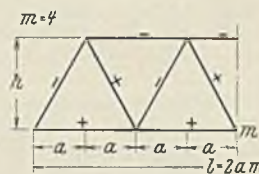
Für die verschiedenen Netzwerke ergeben sich folgende Werte für  $f$ , wobei Wechselstäbe als nicht vorhanden angenommen werden.

<sup>9)</sup> Schaper, Eiserne Brücken, 5. Aufl. S. 112. Berlin 1922. Wilh. Ernst & Sohn.



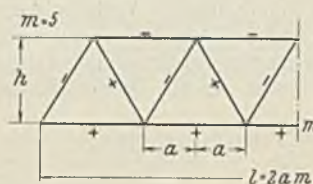
$m = 3$  (Abb. 9)

$S'$	$\sigma_1 s$	$S' \sigma_1 s$
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{2a}{h}$	$-\sigma_{o_1} \cdot 4a$	$\sigma_{o_1} \cdot 4 \cdot \frac{a^2}{h}$
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 4a$	
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{3a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 2a$	$\sigma_{u_1} \cdot 5 \cdot \frac{a^2}{h}$
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{a^2+h^2}}{h}$	$-\sigma_{d_1} \cdot 4\sqrt{a^2+h^2}$	
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{a^2+h^2}}{h}$	$+\sigma_{z_1} \cdot 2\sqrt{a^2+h^2}$	$\sigma_{d_1} \cdot 2 \cdot \frac{a^2+h^2}{h}$
$f = \frac{1}{Eh} [a^2(4\sigma_{o_1} + 5\sigma_{z_1} + 2\sigma_{d_1} + 1\sigma_{z_1}) + h^2(2\sigma_{d_1} + 1\sigma_{z_1})].$		



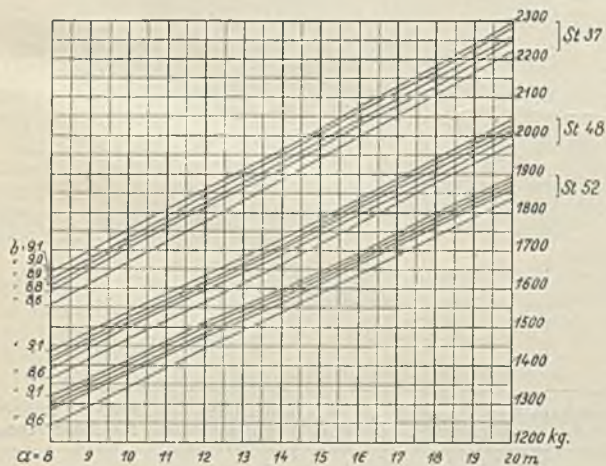
$m = 4$  (Abb. 10)

$-\frac{1}{2} \cdot \frac{2a}{h}$	$-\sigma_{o_1} \cdot 4a$	$\sigma_{o_1} \cdot 8 \cdot \frac{a^2}{h}$
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{4a}{h}$	$-\sigma_{o_1} \cdot 2a$	
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 4a$	$\sigma_{u_1} \cdot 8 \cdot \frac{a^2}{h}$
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{3a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 4a$	
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{a^2+h^2}}{h}$	$-\sigma_{d_1} \cdot 4\sqrt{a^2+h^2}$	$\sigma_{d_1} \cdot 2 \cdot \frac{a^2+h^2}{h}$
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{a^2+h^2}}{h}$	$-\sigma_{z_1} \cdot 4\sqrt{a^2+h^2}$	
$f = \frac{1}{Eh} [a^2(8\sigma_{o_1} + 8\sigma_{u_1} + 2\sigma_{d_1} + 2\sigma_{z_1}) + h^2(2\sigma_{d_1} + 2\sigma_{z_1})].$		



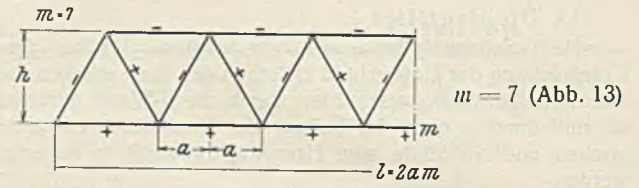
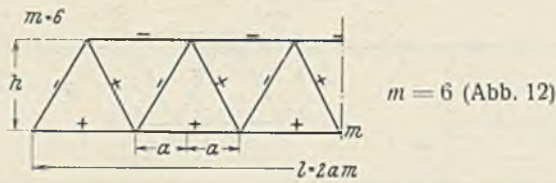
$m = 5$  (Abb. 11)

$-\frac{1}{2} \cdot \frac{2a}{h}$	$-\sigma_{o_1} \cdot 4a$	$\sigma_{o_1} \cdot 12 \cdot \frac{a^2}{h}$
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{4a}{h}$	$-\sigma_{o_1} \cdot 4a$	
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 4a$	$\sigma_{u_1} \cdot 13 \cdot \frac{a^2}{h}$
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{3a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 4a$	
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{5a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 2a$	$\sigma_{d_1} \cdot 3 \cdot \frac{a^2+h^2}{h}$
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{a^2+h^2}}{h}$	$-\sigma_{d_1} \cdot 6\sqrt{a^2+h^2}$	
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{a^2+h^2}}{h}$	$+\sigma_{z_1} \cdot 4\sqrt{a^2+h^2}$	$\sigma_{z_1} \cdot 2 \cdot \frac{a^2+h^2}{h}$
$f = \frac{1}{Eh} [a^2(12\sigma_{o_1} + 12\sigma_{u_1} + 3\sigma_{d_1} + 2\sigma_{z_1}) + h^2(3\sigma_{d_1} + 2\sigma_{z_1})].$		



Zu Tafel 5.





$S'$	$\sigma_1 s$	$S' \sigma_1 s$
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{2a}{h}$	$-\sigma_{o_1} \cdot 4a$	$\sigma_{o_1} \cdot 18 \cdot \frac{a^2}{h}$
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{4a}{h}$	$-\sigma_{o_1} \cdot 4a$	
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{6a}{h}$	$-\sigma_{o_1} \cdot 2a$	
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 4a$	$\sigma_{u_1} \cdot 18 \cdot \frac{a^2}{h}$
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{3a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 4a$	
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{5a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 4a$	
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{a^2+h^2}}{h}$	$-\sigma_{d_1} \cdot 6\sqrt{a^2+h^2}$	$\sigma_{d_1} \cdot 3 \cdot \frac{a^2+h^2}{h}$
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{a^2+h^2}}{h}$	$+\sigma_{z_1} \cdot 6\sqrt{a^2+h^2}$	$\sigma_{z_1} \cdot 3 \cdot \frac{a^2+h^2}{h}$

$$f = \frac{1}{Eh} [a^2(18\sigma_{o_1} + 18\sigma_{u_1} + 3\sigma_{d_1} + 3\sigma_{z_1}) + h^2(3\sigma_{d_1} + 3\sigma_{z_1})]$$

$S'$	$\sigma_1 s$	$S' \sigma_1 s$
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{2a}{h}$	$-\sigma_{o_1} \cdot 4a$	$\sigma_{o_1} \cdot 24 \cdot \frac{a^2}{h}$
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{4a}{h}$	$-\sigma_{o_1} \cdot 4a$	
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{6a}{h}$	$-\sigma_{o_1} \cdot 4a$	
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 4a$	$\sigma_{u_1} \cdot 25 \cdot \frac{a^2}{h}$
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{3a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 4a$	
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{5a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 4a$	
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{7a}{h}$	$+\sigma_{u_1} \cdot 2a$	
$-\frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{a^2+h^2}}{h}$	$-\sigma_{d_1} \cdot 8\sqrt{a^2+h^2}$	$\sigma_{d_1} \cdot 4 \cdot \frac{a^2+h^2}{h}$
$+\frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{a^2+h^2}}{h}$	$+\sigma_{z_1} \cdot 6\sqrt{a^2+h^2}$	$\sigma_{z_1} \cdot 3 \cdot \frac{a^2+h^2}{h}$

$$f = \frac{1}{Eh} [a^2(24\sigma_{o_1} + 25\sigma_{u_1} + 4\sigma_{d_1} + 3\sigma_{z_1}) + h^2(4\sigma_{d_1} + 3\sigma_{z_1})]$$

Die Werte

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{Ehl} [a^2(r\sigma_{o_1} + t\sigma_{u_1} + x\sigma_{d_1} + y\sigma_{z_1}) + h^2(x\sigma_{d_1} + y\sigma_{z_1})]$$

sind in den Tafeln 5 ermittelt worden, und zwar für den ungünstigsten Fall, wenn die ganze Brücke aus demselben Baustoff hergestellt wurde.

Die für Ermittlung der einzelnen  $\sigma_1$  maßgebenden Belastungen ergeben sich aus der Gegenüberstellung unter III 11.

Unter Beachtung der Vorschrift, daß die Durchbiegung  $\frac{1}{900} \cdot l$  nicht überschreiten soll, ergab sich sodann durch Vergleich, bei welchem Hauptknotenpunktabstand und welcher Trägerhöhe eine Brücke das kleinste Gewicht hat.

### V. Vergleich der Ergebnisse.

Ein Vergleich der Ergebnisse für die einzelnen Stützweiten läßt erkennen, daß Brücken mit größerer Stützweite zur Erreichung des geringsten Brückengewichtes der steileren Schrägenstellung zuneigen, was z. T. durch die Abnahme des Fahrbahngewichtes bewirkt wird. Diese Tendenz wird jedoch durch die zugelassene Durchbiegung eingeschränkt.

Unter der Voraussetzung, daß alle  $\eta$ - und  $\alpha$ -Werte angemessen eingesetzt sind, wären somit die Hauptträgerhöhen ermittelt, für die die Brückengewichte einen Kleinwert annehmen.

Die Gesamtkosten für einen Brückenbau werden außer durch das Gewicht des Überbaues durch örtliche Verhältnisse, durch die Art der Aufstellung, durch die verwendeten Baumaschinen und Rüstungen beeinflusst. Diese Umstände werden zur Erreichung der geringsten Baukosten im allgemeinen eine geringere als die vorstehend ermittelte Trägerhöhe erfordern.

Immerhin dürfte die günstigste Trägerhöhe größer sein als die seither übliche Höhe von  $\frac{1}{6}$  bis  $\frac{1}{10}$  der Stützweite.

Gleichzeitig ergibt sich der Tangens des Neigungswinkels der Streben bei Brücken mit den günstigsten Trägerhöhen zu etwa 2,1.

### VI.

Zum Vergleich wurden für  $\text{tg } \varphi = 1$

bei  $l = 80 \text{ m}$ ,  $h = \frac{1}{6}l$  und  $h = \frac{1}{8}l$  (Tafel 5a)  
und bei  $l = 120 \text{ m}$ ,  $h = \frac{1}{8}l$  (Tafel 5b)

die Brückengewichte und die Durchbiegungen der Hauptträger ermittelt. Dabei ist, wenn für die Bemessung der Gurte die Hauptkräfte maßgebend sind,

$$(33) \quad \frac{g_1}{2} = \gamma a \cdot \frac{B(\nu + \beta + \epsilon)}{2m\sigma + 1,11\gamma a(\nu + \beta + \epsilon)} = \gamma a \cdot \frac{Z}{N}$$

wenn für die Bemessung der Obergurte die Hauptkräfte allein, für die Bemessung der Untergurte Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte maßgebend sind,

$$(34) \quad \frac{g_1}{2} = \gamma a \cdot \frac{B(\nu_u + \beta + \epsilon) + \frac{7}{8} \Sigma u \cdot \frac{\nu_2 + \beta_2 h + \epsilon_2 h^2}{b} + \frac{m^2 p \eta_u}{4}}{2m\sigma - 1,11\gamma a(\nu_u + \beta + \epsilon)} = \gamma a \cdot \frac{Z}{N}$$

Der Vergleich zeigt, daß hierbei stets das geringste Brückengewicht überschritten wird und daß außerdem bei den hochwertigen Stählen die Durchbiegungen zu groß werden.