

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Geh. Regierungsrat Professor Dr.-Ing. A. Hertwig, Berlin-Wilmersdorf, Sächsische Str. 43

Fernsprecher: 87 7421

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

10. Jahrgang

BERLIN, 27. August 1937

Heft 17/18

Alle Rechte vorbehalten.

Bauliche Ausbildung der Außenseiten stählerner Überbauten.

Von G. Schaper.

Nach dem Grundsatz, daß die Brückenbauwerke dem Beschauer schöne, ruhige, einfache und in sich geschlossene Bilder darbieten sollen und daß sie sich harmonisch in ihre nähere und weitere Umgebung einfügen sollen, sind in Deutschland in den letzten beiden Jahrzehnten wohl die meisten Stahlbrücken gebaut worden. Weniger ist aber im allgemeinen auf die gute Gestaltung der Einzelheiten, namentlich auf die architektonisch einwandfreie Ausbildung der Außenseiten der stählernen Überbauten geachtet worden.

Die Außenseiten der stählernen Überbauten sind aber die Bauteile, die am meisten dazu berufen sind, dem Beschauer in der Nähe ein Bild von der guten oder weniger guten Baugesinnung der Konstrukteure zu geben; sie müssen daher mit besonderer Sorgfalt und Liebe durchgebildet werden; sie bieten außerdem manche bauliche Schwierigkeiten.

Eine nähere Betrachtung der baulichen Durchbildung der Außenseiten stählerner Überbauten in konstruktiver und architektonischer Hinsicht an der Hand ausgeführter und entworfener Stahlüberbauten dürfte daher am Platze sein.

Stegblechen vernietet sind. Das breite Band der Aussteifungen gliedert die Hauptträger gut. Die Kragträger kragen 1,8 m über die Mitte der Hauptträger aus. Bei dieser großen Ausladung hätten straffe Konsolen, die mit den Hauptträgern verbunden sind und

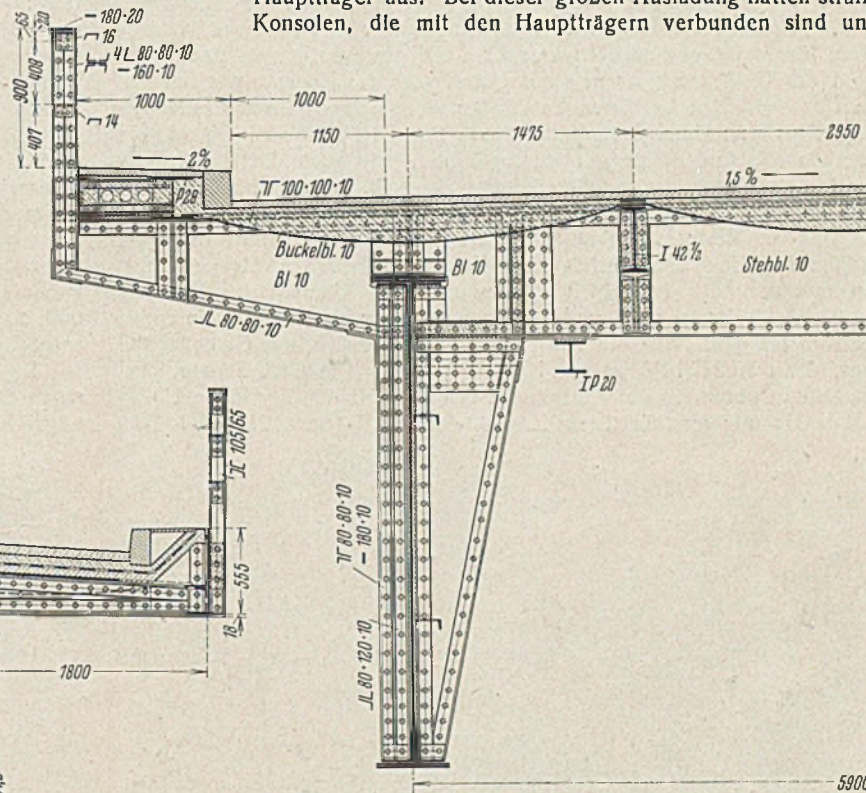


Bild 2.

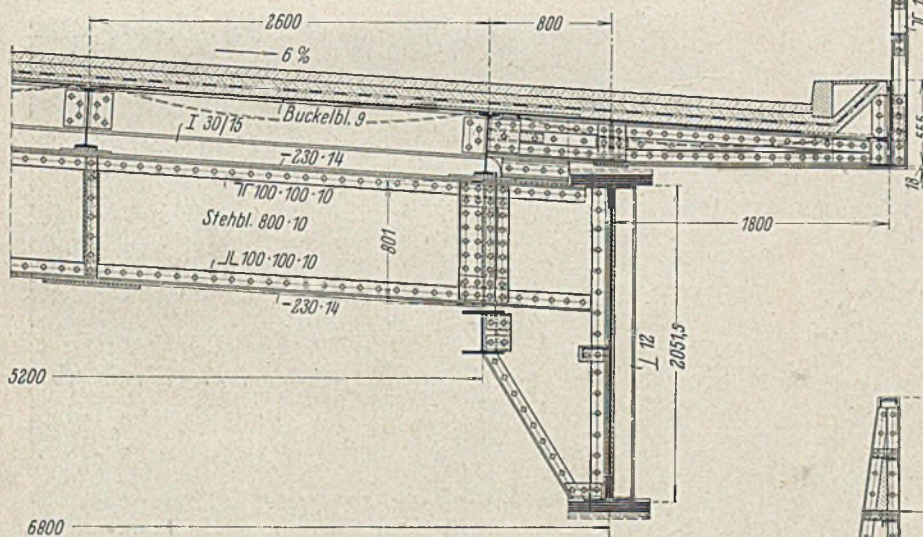


Bild 1.

Bild 1. Reichsautobahnbrücke. Die Fahrbahn liegt über den vollwandigen Hauptträgern. Die aus Buckelblechen bestehende Fahrbahnplatte ragt über die Hauptträger hinweg. Sie wird von Längsträgern und Zwischenquerträgern und im überkragenden Teil von schlanken genieteten, in der Verlängerung der Zwischenquerträger liegenden Kragträgern und von genieteten, 55 cm hohen Randabschlußträgern getragen. Die Kragträger belasten die Hauptträger nicht unmittelbar, sie stützen sich neben den Längsträgern auf die Querträger und sind über die Längsträger hinweg mit den benachbarten Zwischenquerträgern durch Laschen verbunden. Die Geländer sind über den Randträgern 90 cm hoch, sie haben Stiele aus $2 \square \frac{105}{65}$ und drei waagerechte Glieder aus \square -Stählen; sie sind außen an dem Randträger befestigt. Die Stiele sind durch die vorgezogene untere Lamelle des Kragträgers sauber nach unten abgeschlossen. Die Aussteifungen der Stegbleche der Hauptträger bestehen aus $\perp 12$, die mit 20 cm breiten Flachstählen verschweißt sind, die ihrerseits mit den

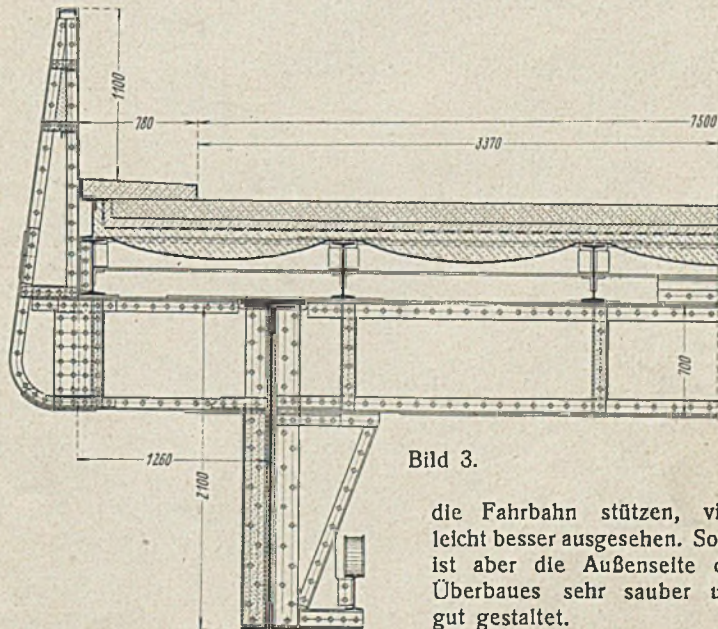


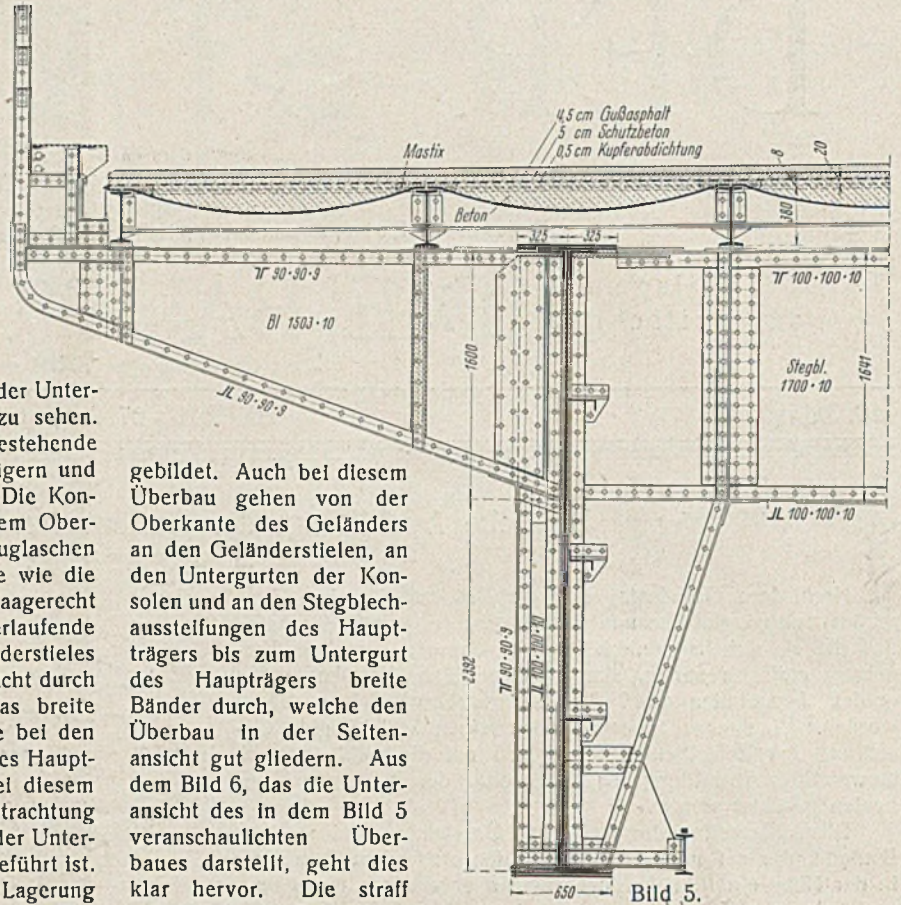
Bild 3.

die Fahrbahn stützen, vielleicht besser ausgesehen. Sonst ist aber die Außenseite des Überbaues sehr sauber und gut gestaltet.

Bild 2. Reichsautobahnbrücke. Die Fahrbahntafel besteht auch hier aus Buckelblechen, die von den Längs- und Querträgern getragen werden. Die Obergurte der Hauptträger sind in die Querträger und die in ihrer Fortsetzung liegenden Konsolen eingeschachtelt. Zwischen der Unterkante der über den Hauptträgern liegenden Buckelbleche und dem Obergurt der Hauptträger ist ein Spielraum von 15 cm. Die aus 4 L 80·80·10 und =160·10 bestehenden Stiele der Geländer sind an den Spitzen der Konsolen angeschlossen, sie sind ebenso wie die unteren Flächen der Konsolen und die Außenflächen der Stegblech- aussteifungen 17 cm breit. Ein sauberes, überall gleich breites Band läuft also von der Geländeroberkante bis zum Untergurt der Hauptträger durch. Die Außenkante der Geländer liegt 2,31 m außerhalb der Mitte der Hauptträger. In der Unteransicht der Brücke sind nur sauber gegliederte Stahlbauteile zu sehen.

Bild 3. Reichsautobahnbrücke. Die aus Buckelblechen bestehende Fahrbahntafel wird von den Längsträgern, die auf den Querträgern und den Konsolen liegen, und von Zwischenquerträgern gestützt. Die Konsolen und Querträger liegen mit ihrer Oberkante bündig mit dem Obergurt der Hauptträger, über letztere hinweg sind sie durch Zuglaschen miteinander verbunden. Die Konsolen haben die gleiche Höhe wie die Querträger, ihr Untergurt (2 L 80·80·10) verläuft zunächst waagrecht und geht dann mit einer Krümmung in die schräg nach oben verlaufende äußere Begrenzung des sich nach oben verjüngenden Geländerstieles über. Die Stegblech- aussteifungen der Hauptträger sind außen nicht durch einen Flachstahl gesäumt. Besser wäre es gewesen, wenn das breite Band des Geländerstieles und des Untergurtes der Konsole wie bei den eben geschilderten Ausführungen auf der Stegblech- aussteifung des Hauptträgers bis zum Untergurt geführt wäre. Sonst ist aber auch bei diesem Überbau die Außenseite gut durchgebildet, wie auch die Betrachtung des Bildes 4 zeigt, das eine Ausführung darstellt, bei der nur der Untergurt der Konsole nicht waagrecht, sondern schräg nach oben geführt ist.

Bild 5. Reichsautobahnbrücke. Die Fahrbahntafel, ihre Lagerung und die Höhenlage der Querträger und Konsolen ähneln den entsprechenden Ausführungen des in Bild 3 wiedergegebenen Überbaues. Der aus 2 L 90·90·9 bestehende und schräg nach oben verlaufende Untergurt der Konsole geht mit einer Krümmung in den senkrechten Geländerstiel über, der aus 2 L 10½ und =105·10 besteht. Die äußere Stegblech- aussteifung unterhalb der Konsole ist fast so breit wie der halbe Untergurt des Hauptträgers, sie ist aus 2 L 90·90·9, =290,5·10 und 2 L 100·100·10



gebildet. Auch bei diesem Überbau gehen von der Oberkante des Geländers an den Geländerstielen, an den Untergurten der Konsolen und an den Stegblech- aussteifungen des Hauptträgers bis zum Untergurt des Hauptträgers breite Bänder durch, welche den Überbau in der Seitenansicht gut gliedern. Aus dem Bild 6, das die Unteransicht des in dem Bild 5 veranschaulichten Überbaues darstellt, geht dies klar hervor. Die straff geformten, vollwandigen Konsolen, die vollwandigen Hauptträger, die rahmenartigen Querträger und die durch die Längsträger und die Zwischenquerträger kassettenartig aufgeteilte stählerne Fahrbahntafel bilden eine harmonische Einheit.

Bild 7. Reichsautobahnbrücke. Die rahmenartigen Querträger überragen die Hauptträger in der Höhe um 60 cm, sie finden über die Hauptträger hinweg ihre Fortsetzung in niedrigen Kragträgern, die 1,51 m über



Bild 4.

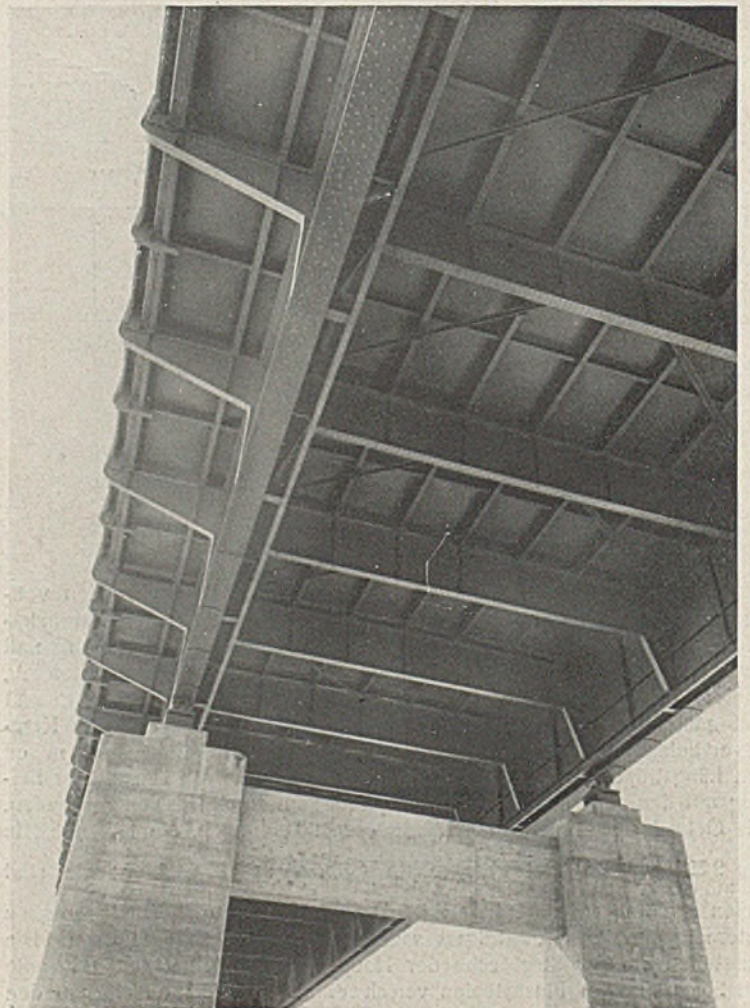


Bild 6.

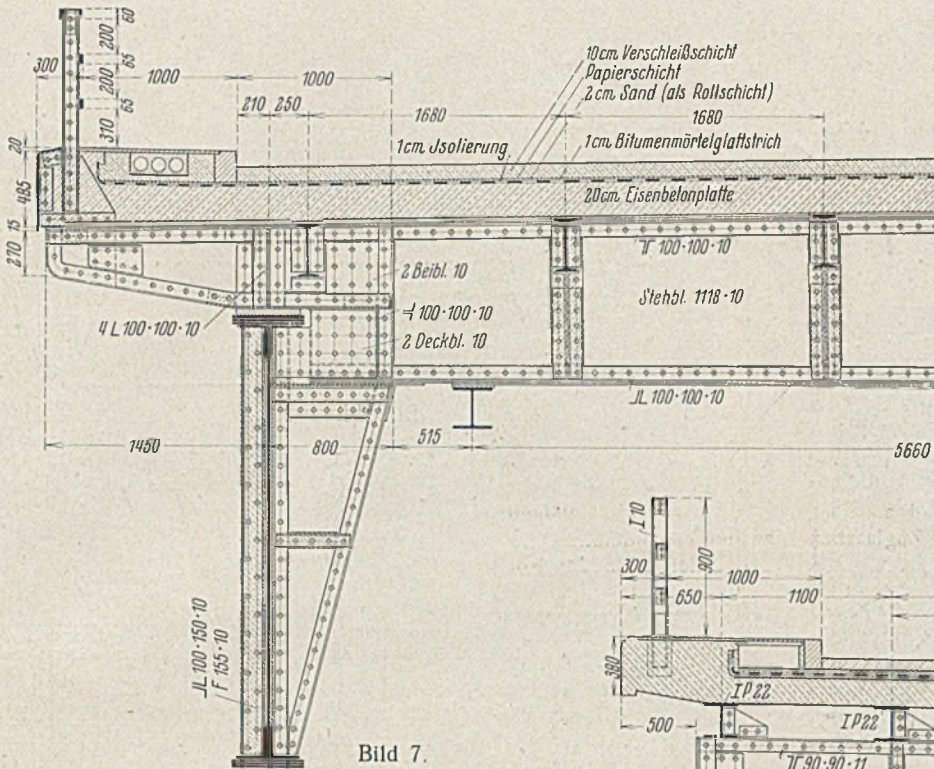


Bild 7.

die Mitte der Hauptträger hinausragen. Die Fahrbahnplatte ist aus Eisenbeton gebildet und auf den zwischen die Querträger eingeschalteten Längsträgern und außen auf einem stählernen Randträger gelagert, der samt den Geländerstielen mit Blechen und Winkelstählen auf den Spitzen der Konsolen befestigt ist. In der Seitenansicht ist die Eisenbetonfahrbahnplatte durch den stählernen Randträger verdeckt, man sieht in der Seitenansicht nur Stahl.

Bild 8. Reichsautobahnbrücke. Bei diesem Überbau tritt die Eisenbetonfahrbahnplatte auch in der Seitenansicht klar in die Erscheinung, sie kragt über die Konsolspitze noch 50 cm hinaus. Das 90 cm hohe Geländer ist einbetoniert, seine Innenkante hat einen Abstand von 30 cm von der Vorderkante der Eisenbetonfahrbahnplatte. Der Obergurt der Konsole greift über den Obergurt des Hauptträgers hinweg und ist an dem Eckblech des Querträgers angeschlossen, um die Zugkräfte einwandfrei aufnehmen zu können. Die Eisenbetonfahrbahnplatte wird von stählernen Längsträgern getragen, die auf den Konsolen und Querträgern liegen. Die Konsolen und die Stegblechansetzungen haben die bei den vorigen Ausführungen schon gelobte saubere Ausführung. Bild 9 läßt die außerordentlich wirkungsvolle Gliederung und gute Abstufung der Außenseite des Überbaues erkennen.

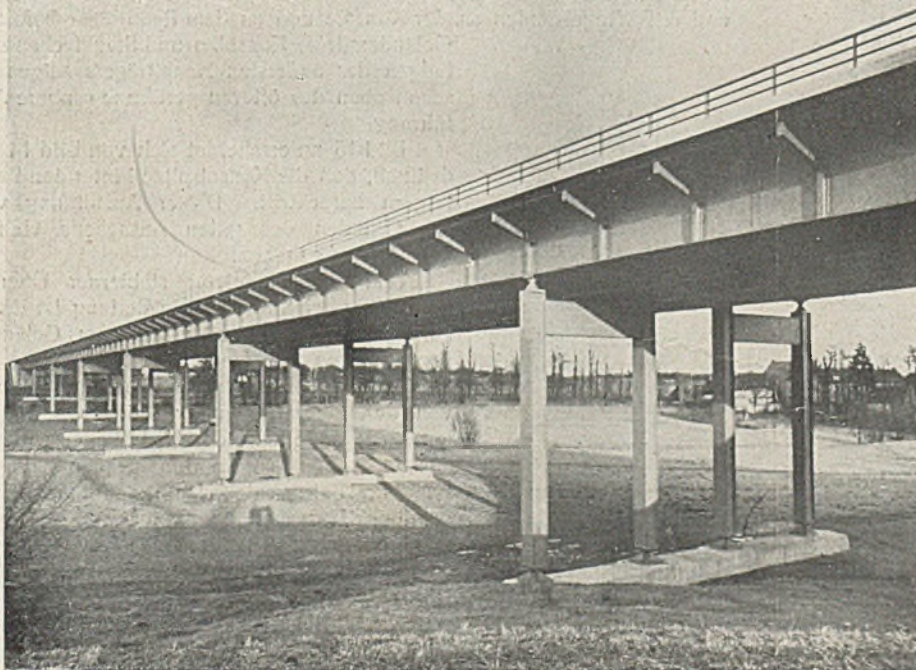


Bild 9.

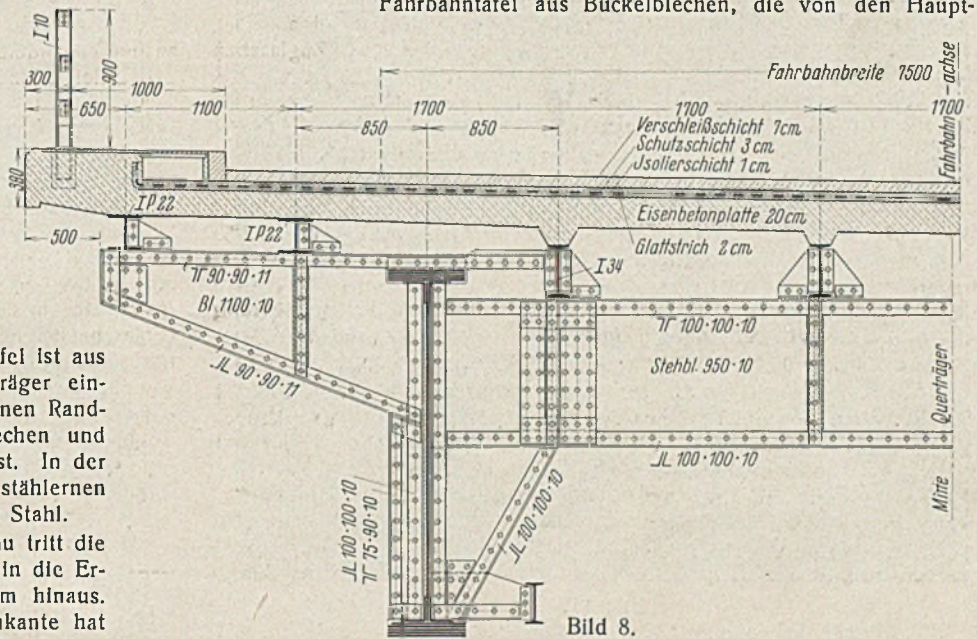


Bild 8.

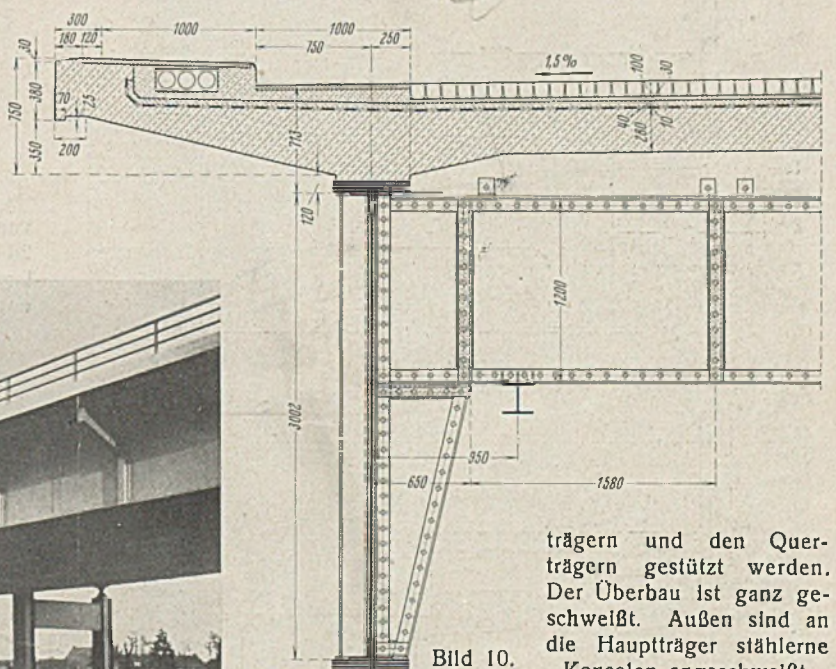


Bild 10.

Bild 10 zeigt einen Reichsautobahnüberbau, bei dem die Eisenbetonfahrbahnplatte unmittelbar auf den Obergurten der gelenkigen Hauptträger aufliegt und 2,05 m über die Mitte der Hauptträger hinausragt. Stützende Stahlkonsolen sind nicht vorhanden.

In Bild 11 ist eine ähnliche Ausführung bei einem geschweißten Überbau wiedergegeben.

Bild 12. Bei dieser Ausführung besteht die Fahrbahnplatte aus Buckelblechen, die auf den Hauptträgern und den Querträgern liegen. Über den äußersten Hauptträger ist ein Eisenbetonkragarm 1,15 m weit vorgestreckt, der in den Ebenen der Querträger von je 2 L 60 · 60 · 10 getragen wird. Diese 2 L 60 · 60 · 10 fassen in den Kragarm hinein und sind mit dem stählernen Überbau an drei Stellen verschweißt. Eine Verbindung des Kragarms mit dem Beton der Fahrbahn in der üblichen Eisenbetonbauweise mit Rundstahl war nicht möglich.

Bild 13. Auch bei dieser Ausführung besteht die Fahrbahnplatte aus Buckelblechen, die von den Haupt-

trägern und den Querträgern gestützt werden. Der Überbau ist ganz geschweißt. Außen sind an die Hauptträger stählerne Konsolen angeschweißt, welche die Hauptträger in

der Höhe 20 cm überragen. An die Konsolspitzen ist ein 23 cm hoher Randträger angeschweißt. Über der Mitte des äußersten Hauptträgers liegt ein senkrechter 19,5 cm hoher Flachstahl, der mit dem Hauptträgerobergurt und den Konsolen verschweißt ist. Von diesem Flachstahl, dem Randträger und von den Konsolen wird ein Flachblech getragen, auf das die 3 cm dicke Hartgußasphaltschicht des Fußsteiges unmittelbar aufgebracht ist. Der Stiel des Geländers durchdringt das Flachblech und ist mit dem Stegblech der Konsole verschweißt. Die Zugkräfte der Konsolen

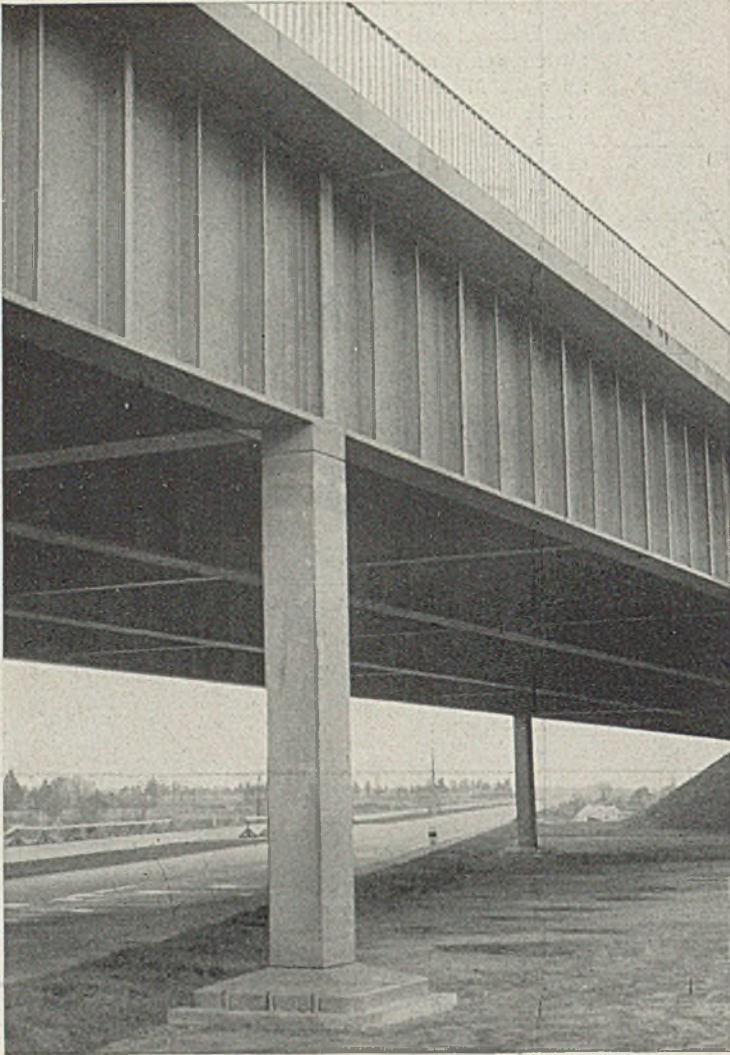


Bild 11.

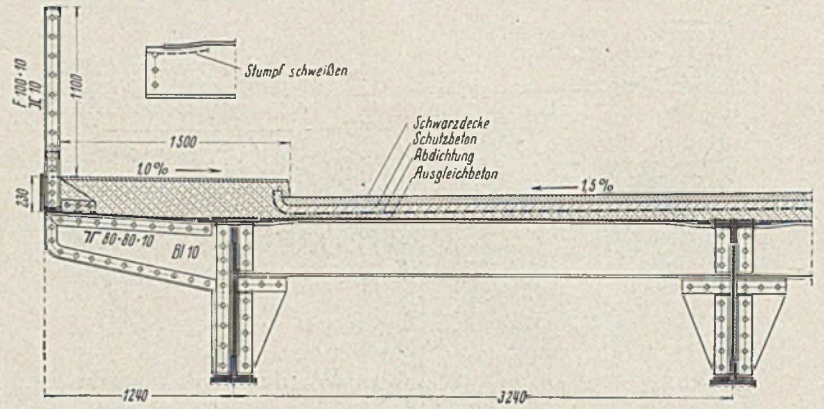


Bild 14.

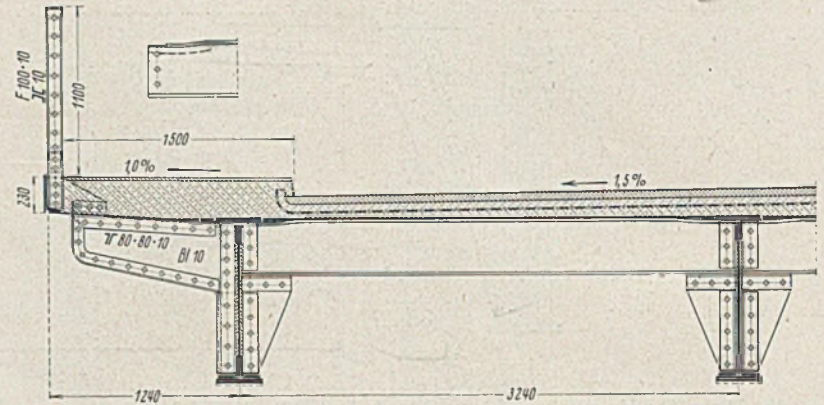


Bild 15.

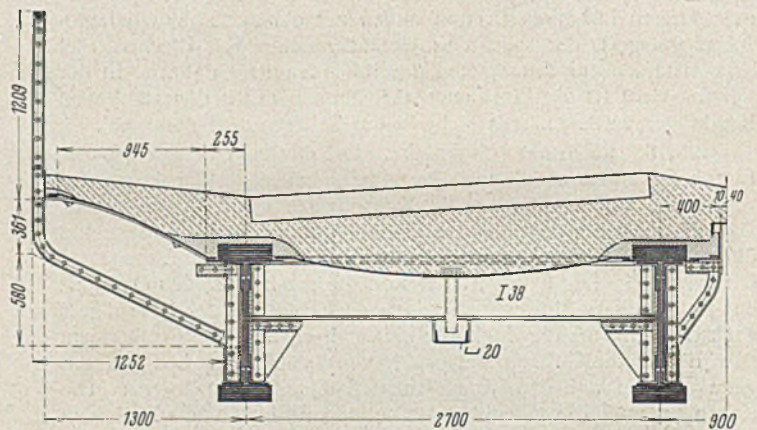


Bild 16.

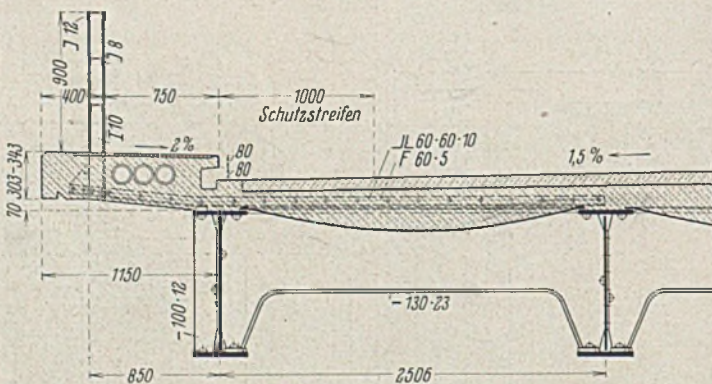


Bild 12.

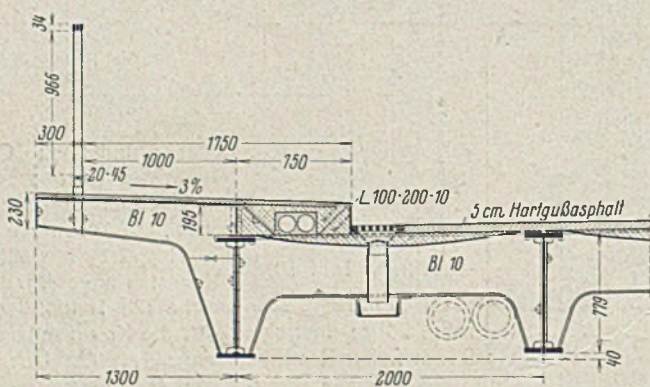


Bild 13.

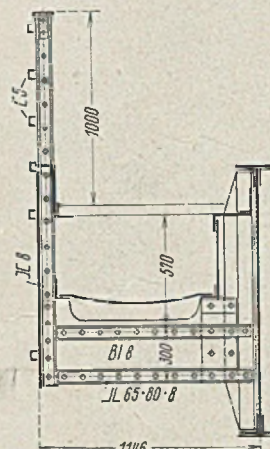


Bild 18.

werden durch kleine dreieckförmige Flachstähle und Laschen auf die Querträger übertragen.

Bild 14. Bei diesem gelenkten Überbau wird die Fahrbahn von Buckelblechen und der Gehweg von Flachblechen getragen. Die Buckelbleche werden von den Obergurten der Hauptträger und von den Querträgern, die Flachbleche von dem Obergurt des äußersten Hauptträgers,

von 1,24 m weit ausladenden, vollwandigen Konsolen und von einem 23 cm hohen Randträger gestützt, der auf den Spitzen der Konsolen gelagert ist. Der aus 2 C 10 bestehende Geländerstiel ist mit einem Blech und mit Winkelstählen an der Konsole und an dem Randträger befestigt.

Geländerstiele, Konsolen und Stegblechansetzungen des äußersten Hauptträgers zeigen die schon oben des öfteren gerühmte saubere Ausführung.

Bild 15 unterscheidet sich von Bild 14 nur dadurch, daß die Konsolspitze hinter den Randträgern zurücktritt. Dieser Ausbildung wird aus Gründen des guten Aussehens vielfach der Vorzug gegeben.

Bild 16. Gelenkter stählerner Überbau einer Eisenbahnbrücke. Die Bettung ist durchgeführt und reicht außen bis zum Geländer. Die zwischen den Hauptträgern liegende, aus Buckelblechen bestehende Fahrbahn wird von den Hauptträgern und den Querträgern getragen; außerhalb der Hauptträger wird die aus nach oben gekrümmten Blechen gebildete Fahrbahn von den Hauptträgern, von Flachstählen, die an den oberen Rändern der Konsolstegbleche angeschweißt sind, und von dem auf

den Konsolspitzen liegenden Randträger gestützt. Der aus 2 L 70 · 70 · 9 bestehende Untergurt der Konsole verläuft schräg nach oben und geht in einer Krümmung in den senkrechten Geländerstiel über. Die abstehenden Schenkel dieser Winkelstähle liegen nicht in der Flucht der Außenkante der Konsole, sondern treten um die Schenkellänge der Winkelstähle gegen diese zurück. Auch bei dieser Anordnung entsteht ein befriedigendes

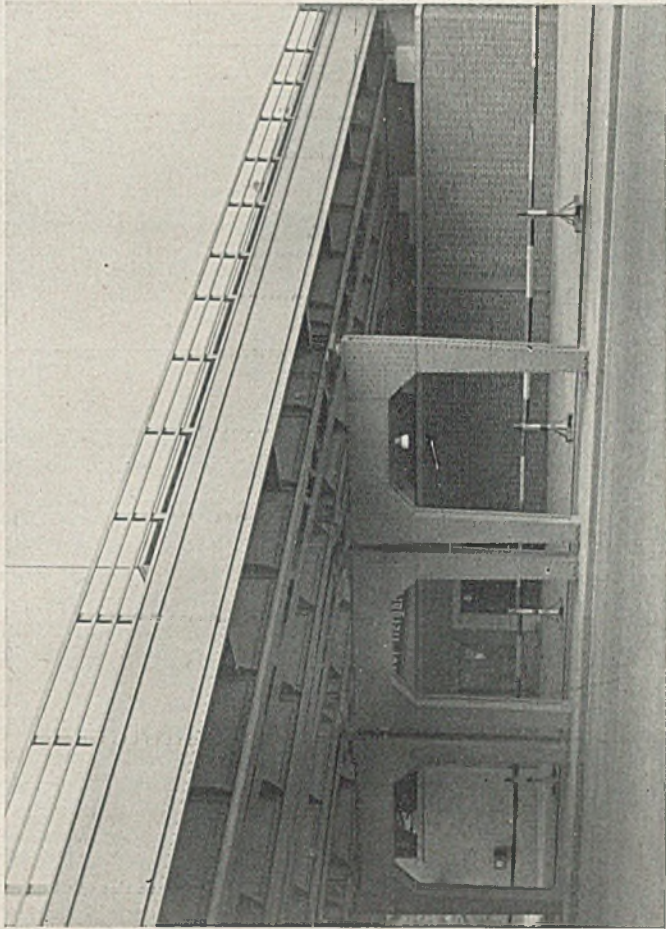


Bild 19.

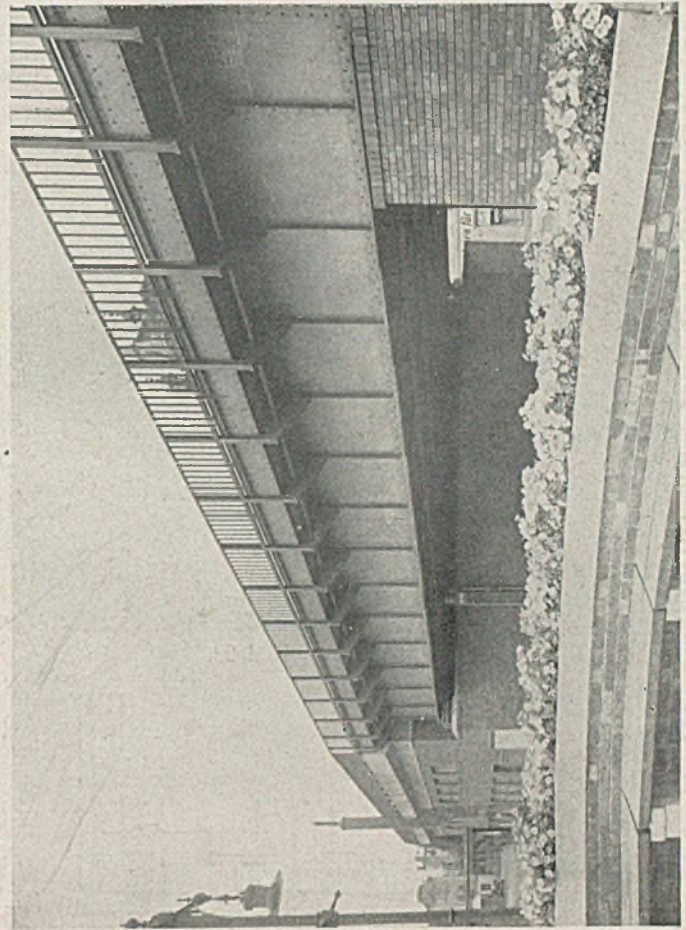


Bild 21.

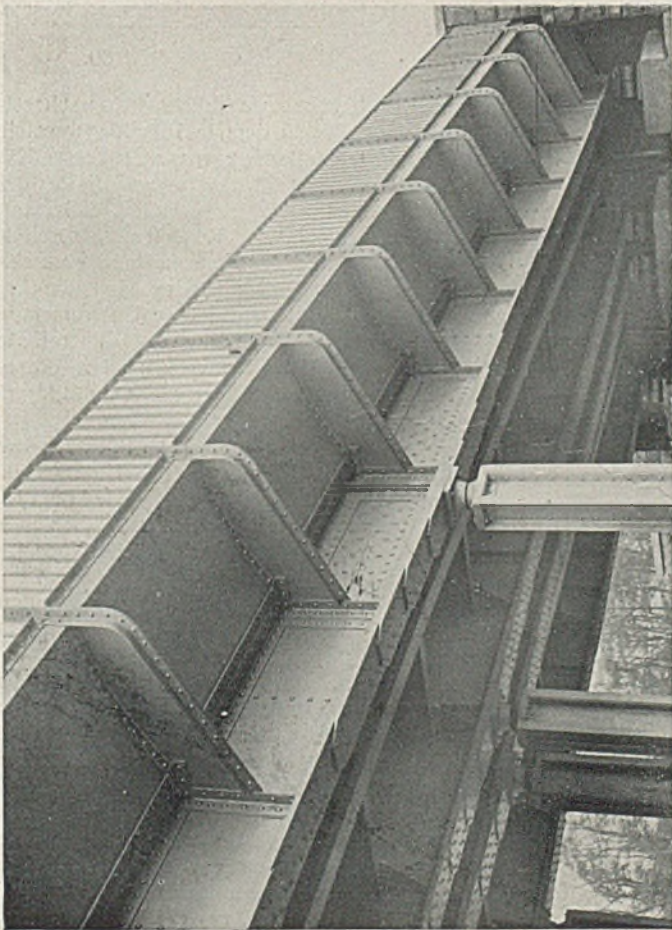


Bild 17.

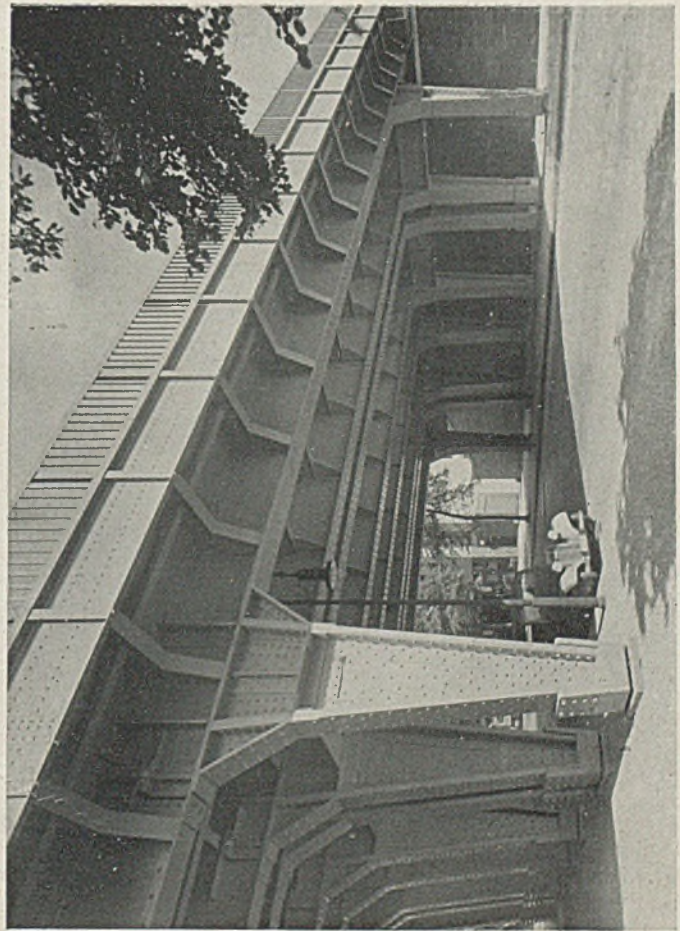


Bild 20.

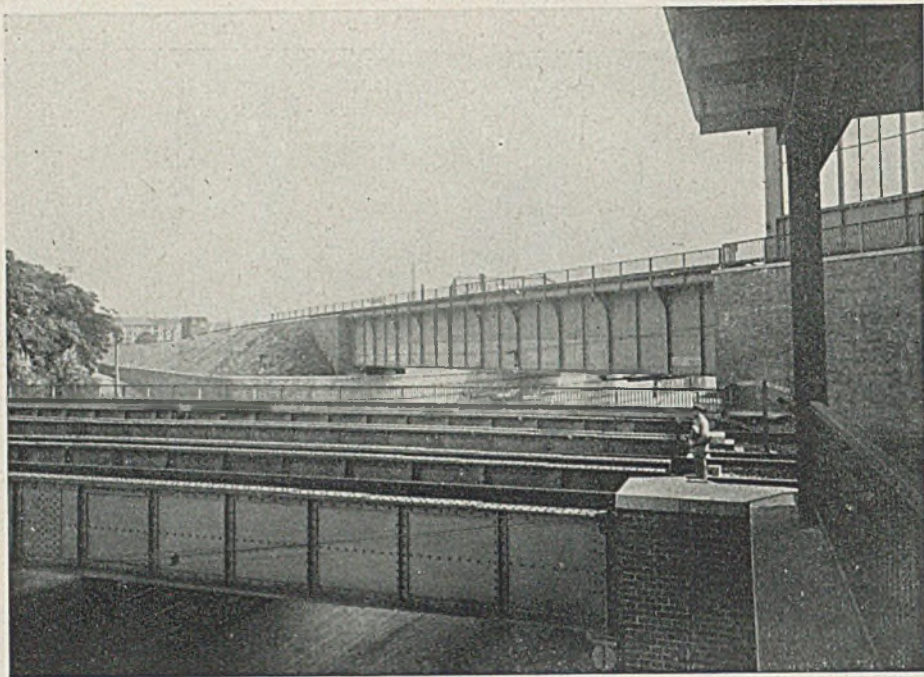


Bild 22.

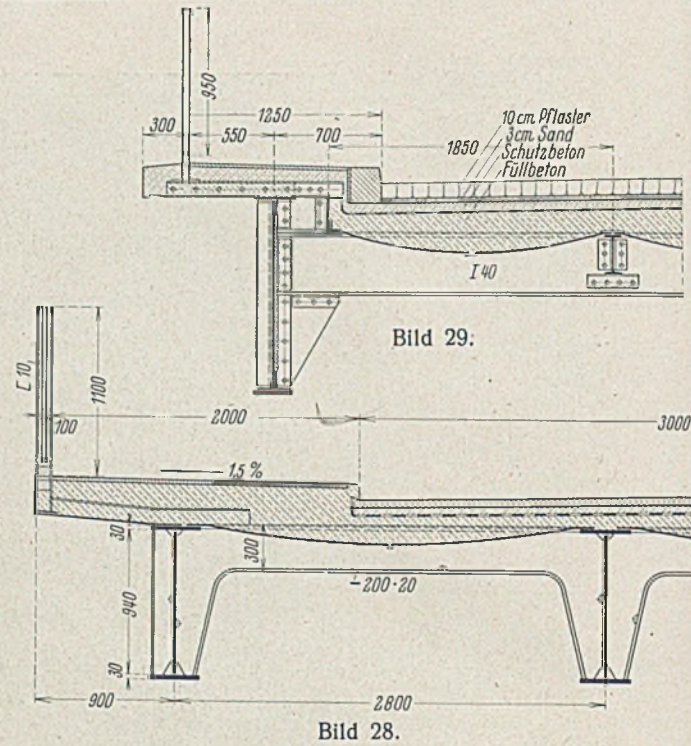


Bild 29.

Bild 28.

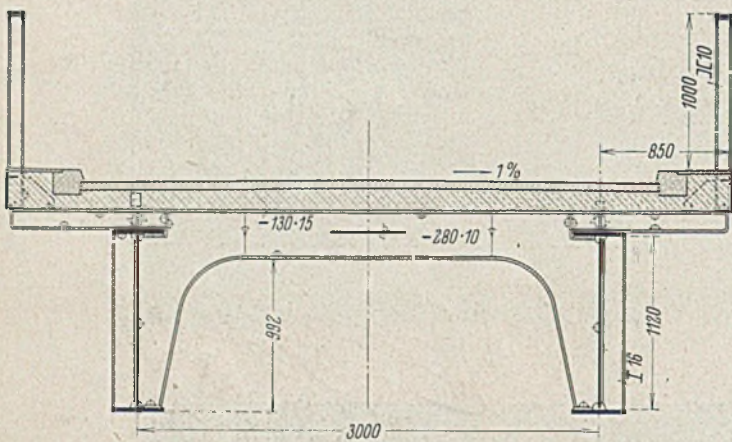


Bild 24.

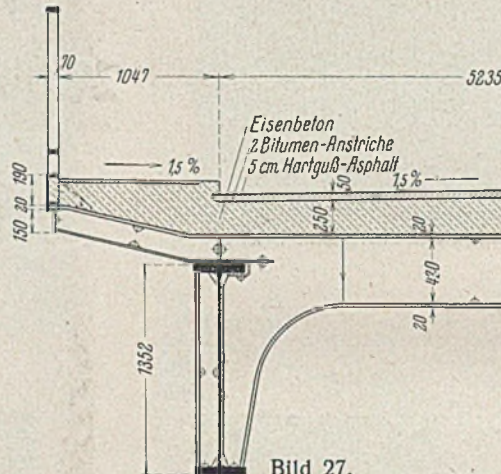


Bild 27.

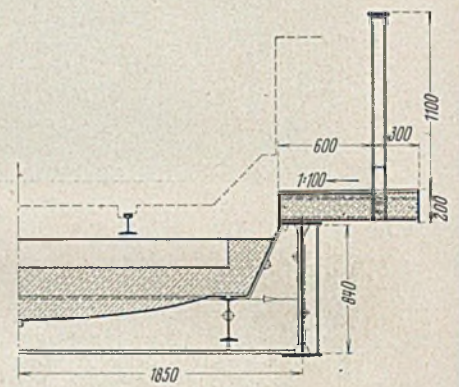


Bild 30.

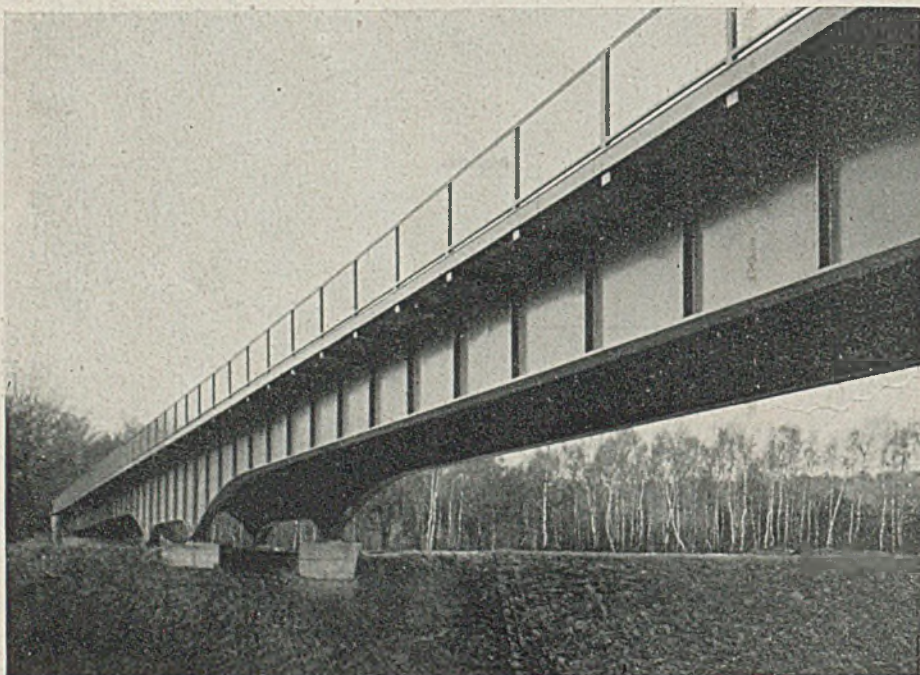


Bild 25.

Bild der Außenseite des Überbaues, wie die Betrachtung des Bildes 17 zeigt. Die Unterbrechungen des Randträgers an den Geländerstielen und der un stetige Übergang der Konsoluntergurte zu den Stegblechsaussteifungen stören etwas die Ruhe des Bildes.

Besonders wichtig ist die gute Gestaltung der Außenseiten der Eisenbahnüberführungen über städtische Straßen. Hier kommt es namentlich auf die gute Form der Konsolen an. Vollwandige, rechteckig gebildete

Konsolen, wie sie Bild 18 veranschaulicht, wirken sehr schön. Diese Einzelheit gehört zu dem in Bild 19 dargestellten Überbau. Ein sehr hoher Randträger verdeckt einen Kabelkasten und die Konsolen. Man hätte wohl besser getan, den Randträger dadurch niedriger zu halten, daß man ihn schon mit der Oberkante der Konsolen aufhören ließ.

Eine gute Gestaltung der Konsolen und eine ruhige Gliederung des Randträgers und des Geländers zeigt Bild 20. Nirgends sind hier unruhige Unterbrechungen der Hauptlinien vorhanden. Wichtig ist die überall gleich weite Entfernung der Konsolen voneinander, die auch an den Gelenken der Hauptträger (links im Bild) nicht unterbrochen werden darf.

Eine schöne, ruhige Außenansicht zeigt auch der in Bild 21 wiedergegebene Überbau. Die Untergurte der Konsolen sind hier geradlinig, während sie bei dem Überbau in Bild 20 einen Knick aufweisen. Bei beiden Ausführungen ist unter jedem Geländerstiel eine Konsole angeordnet. Bei dem im Hintergrund des Bildes 22 dargestellten Überbau liegt nur unter jedem zweiten Geländerstiel eine Konsole, die mit der entsprechenden Stegblechsaussteifung eine Einheit bildet und sich nach oben mit einer konkaven Krümmung erweitert. Konsolen und Geländerstiele sind ähnlich wie bei der Ausführung in Bild 21 miteinander verbunden. Die zwischen den Konsolen liegenden Stegblechsaussteifungen sind normal, die über ihnen liegenden Geländerstiele enden mit der Unterkante des Randträgers.

Wie unruhig und häßlich schlecht durchgebildete Konsolen die Außenansicht eines stählernen Überbaues machen können, lehrt die Betrachtung des Bildes 23, das eine Ausführung aus neuerer Zeit darstellt.

Die abschreckenden Beispiele aus der Zeit um die Jahrhundertwende sollen hier nicht im Bilde vorgeführt werden.

Bild 24. Bei geschweißten Überbauten lassen sich in den Ebenen der Querträger über die äußeren Hauptträger hinweg kleine sichtbare

Stichträger in der dargestellten Weise vorstrecken, die im Verein mit den Querträgern die Eisenbetonfahrbahntafel tragen. Außen ist der Fußsteg durch einen stählernen Randträger abgeschlossen. Die Spitze des Stichträgers tritt etwas hinter den Randträger zurück. Wie ausgezeichnet solche Anordnung wirkt, zeigen die Bilder 25 und 26. In der Ebene jedes der Stichträger liegt ein Geländerstiel und eine Stegblechstützung. Am Überbauende läuft der stählerne Randträger gegen das ebenso hohe Gesims der Flügelmauer, das noch um die Ecke in die Flucht des Widerlagers geführt ist.

Ist die Eisenbetonfahrbahntafel dicker, so können die Stichträger schräg nach oben geführt werden, um in der Seitenansicht keinen zu dicken Fußsteg zu erhalten, wie dies Bild 27 veranschaulicht.

Bei schiefen Überbauten müssen die Konsolen aus Gründen des guten Aussehens parallel zur Achse des unterführten Verkehrsweges laufen, eine Anordnung, die immer mit baulichen Schwierigkeiten verbunden ist. Man vermeidet deshalb bei schiefen Überbauten Konsolen, die an die Hauptträger angeschlossen sind, gern. Wie dies geschehen kann, zeigen die folgenden Bilder. — In dem Bild 28 ist über den äußeren Hauptträger in der Verlängerung des Querträgers ein kleiner stählerner Stichträger vorgestreckt, der mit dem Obergurt des Querträgers verschweißt ist. Er



Bild 23.

stützt vorn den Geländerstiel und den Randträger; auf den Obergurt des Hauptträgers, unter den Stichträger und unter den Randträger ist ein Flachblech geschweißt, das den Beton des Fußsteiges trägt.

Bei der in dem Bild 29 dargestellten Ausführung können die kleinen Stichträger auch außerhalb der Ebenen der Querträger in kleinen Abständen voneinander angeordnet werden, weil sie sich auf die Hauptträger stützen und hinten an kleinen, auf den Querträgern liegenden Längsträgern verankert sind. Die Flachbleche und der Randträger können in diesem Falle entbehrt werden.

In dem Bild 30 ist der ganz geschweißte Überbau einer Eisenbahnbrücke mit Durchführung der Bettung veranschaulicht. Über dem Obergurt des Hauptträgers ist ein Fußsteg angeordnet, der von kleinen, aus C-Stählen bestehenden Stichträgern getragen wird. Diese stützen sich auf den Obergurt des Hauptträgers und sind hinten an das über den Obergurt des Hauptträgers hinausgeführte seitliche Abschlußblech angeschweißt. Unten ist der Fußsteg durch ein Flachblech abgeschlossen, außen ist er von einem Flachstahl begrenzt, so daß außen nur Stahl sichtbar ist. Der Raum über dem Flachblech ist mit Beton ausgefüllt,

der mit einer Hartgußasphaltschicht abgedeckt ist. Der Fußsteg entwässert in den Fahrbahntrog.

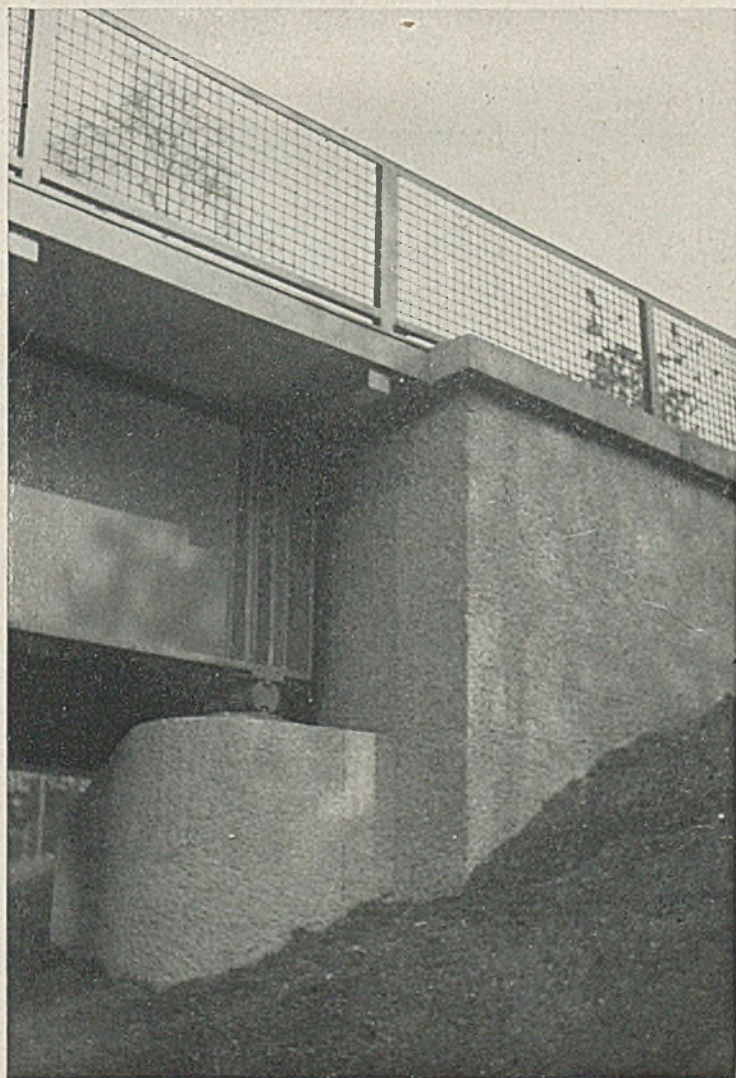


Bild 26.

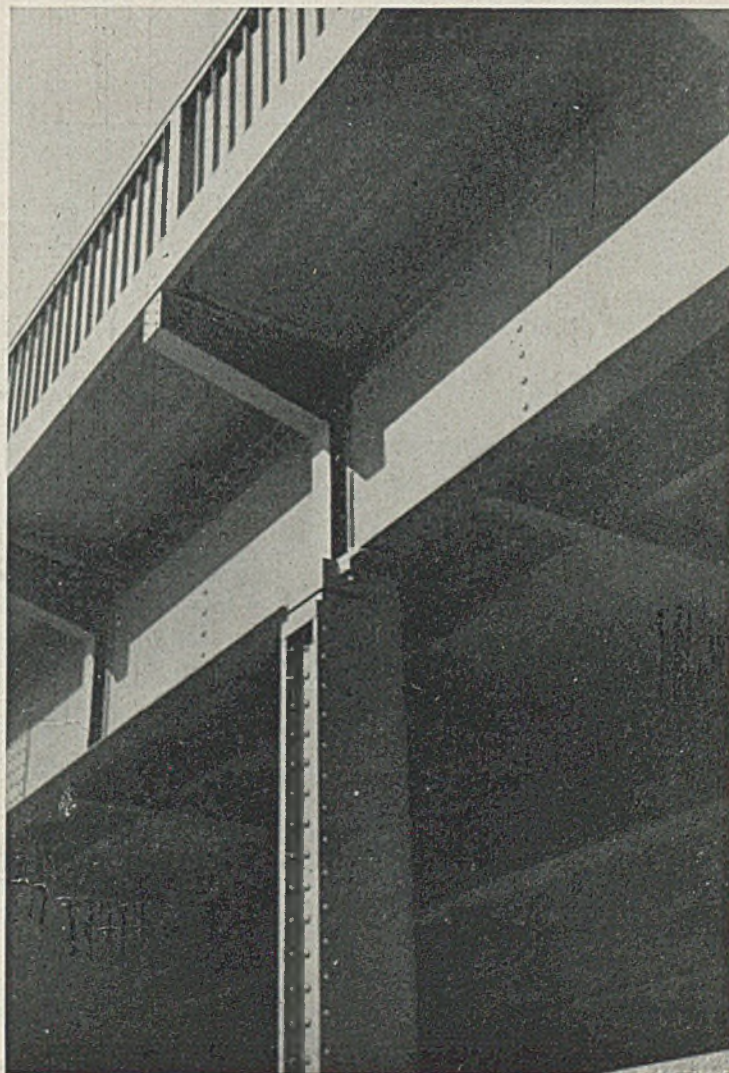


Bild 31.

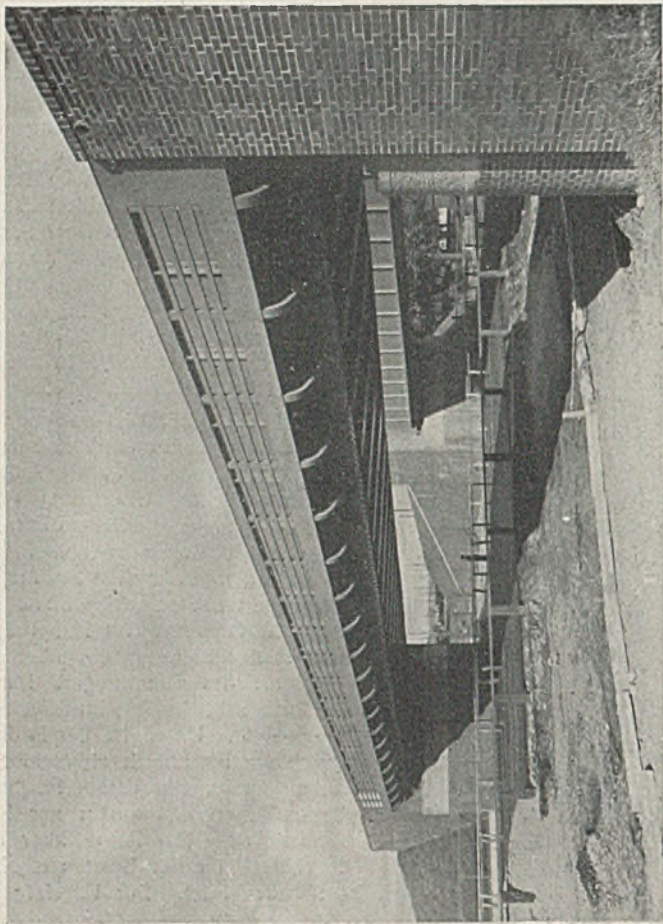


Bild 35.

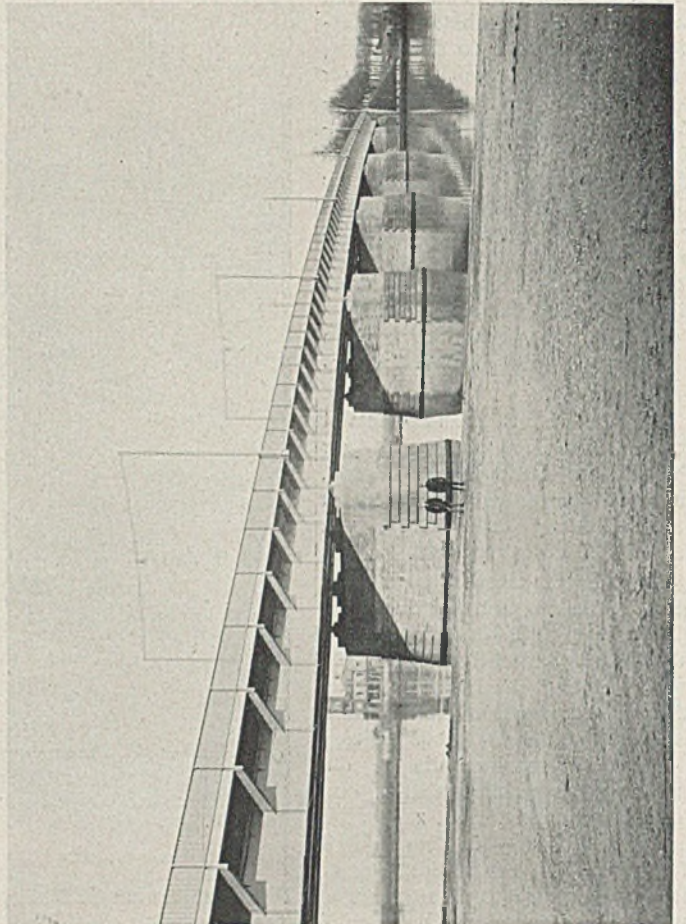


Bild 37.

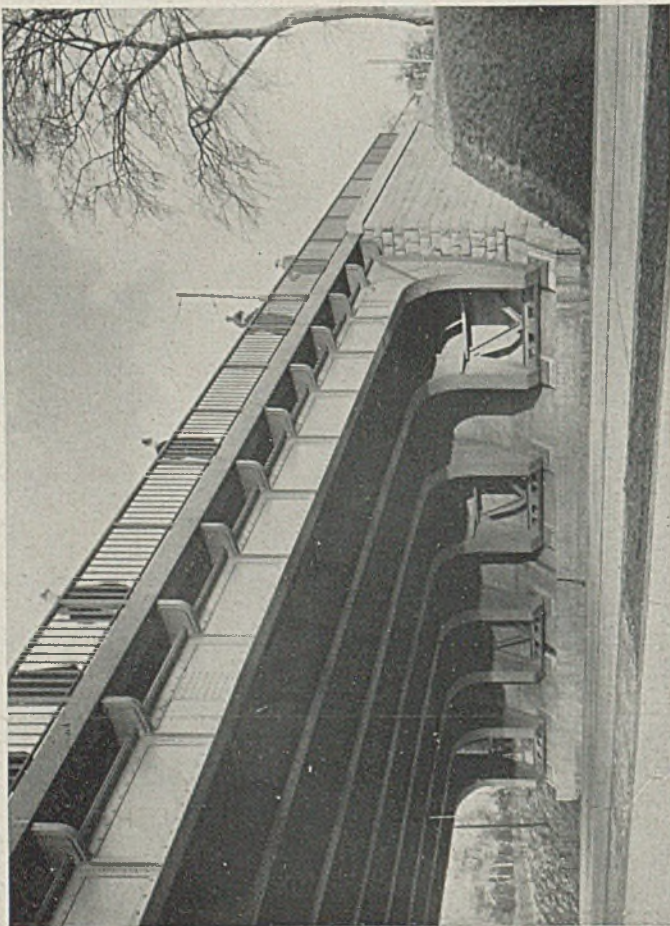


Bild 34.

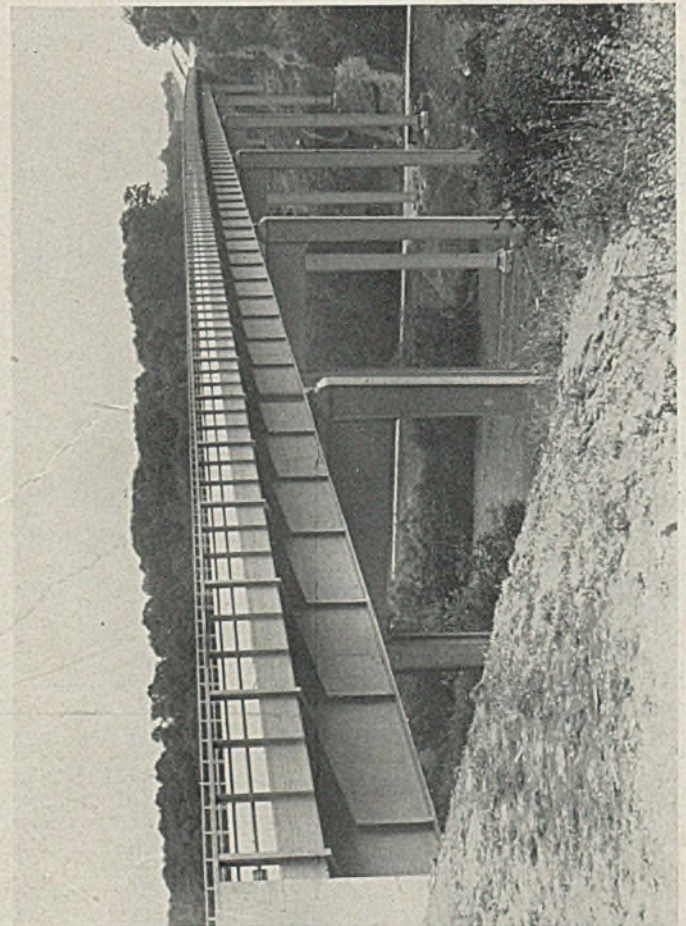


Bild 36.

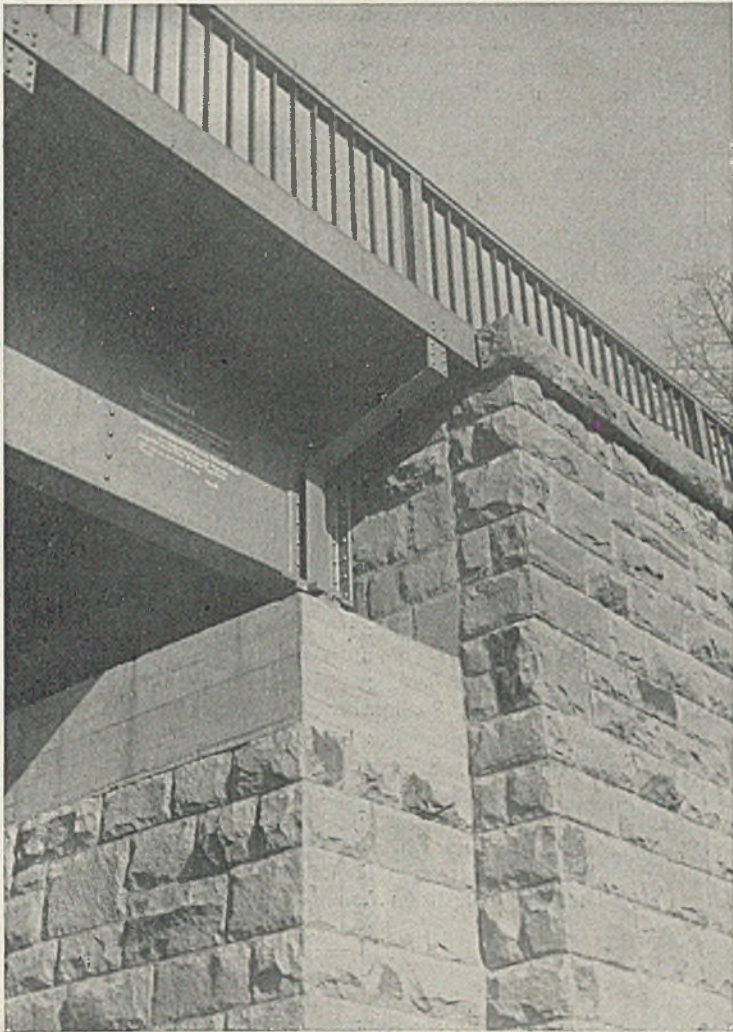


Bild 32.

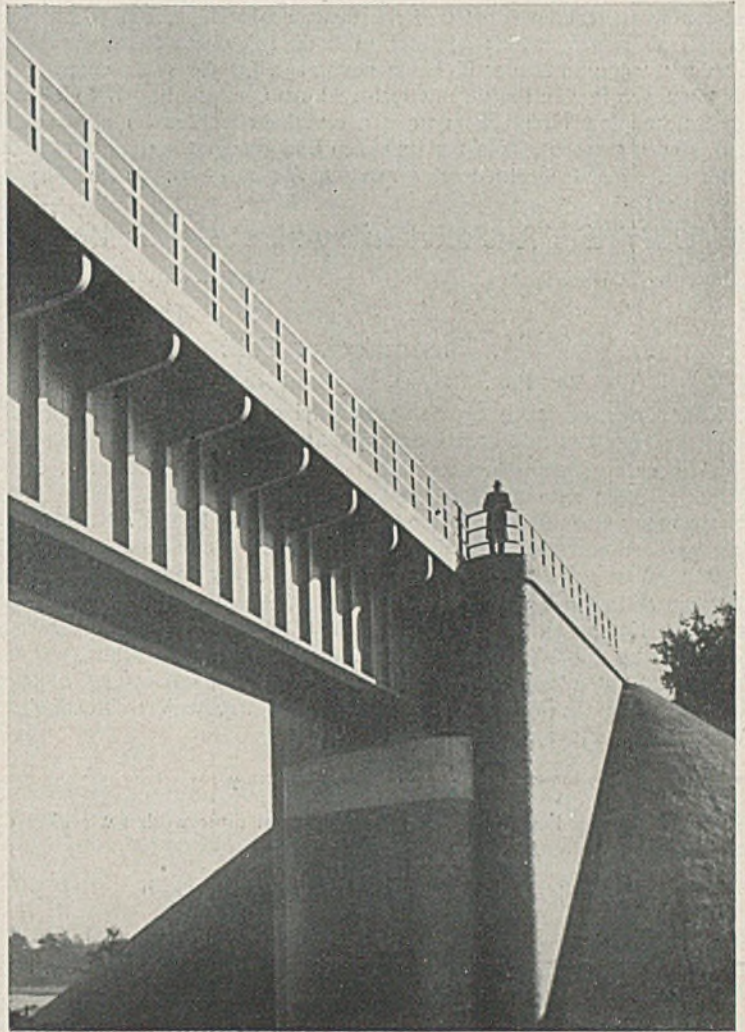


Bild 33.

Sehr schöne, ruhige Seitenansichten entstehen, wenn die Geländerstiele ganz hinter die Vorderkante des Fußsteiges zurücktreten. Diese Ausführung ergibt sich von selbst in dem Falle, daß eine Eisenbetonfahrbahntafel über die äußersten Hauptträger ohne Verkleidung der vorderen Fläche durch Stahl überkragt (vgl. Bild 9 u. 11). Wird der Fußsteig durch einen stählernen Randträger nach außen abgeschlossen, so kann man auch in diesem Falle die Geländerstiele ohne Schwierigkeiten hinter die vordere Fläche der Fußsteige zurücktreten lassen (vgl. Bild 19, 25 u. 26). Gute Ausführungen dieser Art zeigen auch die Bilder 31, 32, 33, 34 u. 35. Werden die Geländerstiele vorn an den stählernen Randträger angeschlossen, so wirkt es gut, wenn die in den Ebenen der Konsolen liegenden Geländerstiele mit den Konsolen zu baulichen Einheiten zusammengeschlossen werden (vgl. Bild 4, 6, 17, 21, 22, 36 u. 37). Sind zwischen den in den Ebenen der Konsolen liegenden Geländerstielen noch weitere Geländerstiele vorhanden, so müssen diese mit der Unterkante des Randträgers abschließen (Bild 22 u. 36). Will man die hierbei auftretende, aber begründete Unstetigkeit in der Ansicht des Randträgers vermeiden, so muß man alle Geländerstiele mit der Unterkante des Randträgers abschneiden lassen (Bild 38).

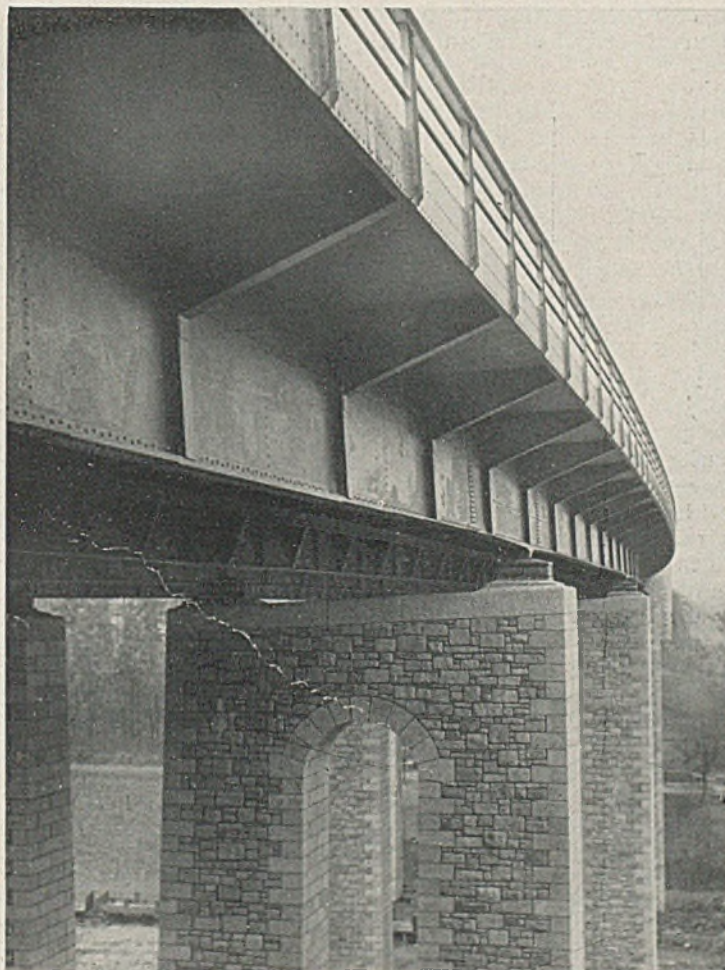


Bild 38.

Allgemein darf man wohl sagen, daß die ruhigsten und klarsten Seitenansichten entstehen, wenn die Geländerstiele hinter die Vorderfläche des Fußsteiges zurücktreten (Bild 11 u. 33), und daß, wenn die Geländerstiele an der Vorderseite des Randträgers befestigt werden, die besten Bilder sich dann ergeben, wenn die Geländerstiele mit den Konsolen Einheiten bilden und zwischen den Konsolen keine weiteren Geländerstiele liegen (Bild 17, 20, 21 u. 37).

Die Seitenansichten der stählernen Überbauten werden auch durch die Geländer selbst stark beeinflusst. Es ist daher selbstverständlich, daß die Geländer gut durchgebildet werden müssen. Für die Geländer haben sich in der letzten Zeit nur wenige verschiedene Arten herausgebildet. Bei den Reichsautobahnbrücken, auf denen kein öffentlicher Fußgängerverkehr herrscht, werden die Geländer aus senkrechten Stielen, einem kräftigen oberen Geländerholm und außerdem aus einem oder zwei waagerechten Gliedern gebildet. Für alle diese Glieder werden \square -Stähle bevorzugt; röhrenartige Querschnitte sind nicht beliebt. Die Geländer der Reichsautobahnbrücken werden jetzt nur noch 90 cm hoch gemacht. Bei Brücken mit öffentlichem Fußgängerverkehr werden die Geländer aus Stielen, aus einem kräftigen oberen Geländerholm, einem

unteren waagerechten Glied und sonst aus senkrechten, nur 16 cm voneinander entfernten Stäben gebildet. Für die Stiele und die waagerechten Glieder werden auch hier C-Stähle bevorzugt, für die senkrechten Stäbe zwischen den Stielen Profile mit rechteckigem Querschnitt. Die Geländer der Brücken mit öffentlichem Fußgängerverkehr werden im allgemeinen 1,10 m hoch gemacht. Die vorstehenden Bilder zeigen auch gut gestaltete Geländer. Wenn Geländer der zweiten Art nicht an den stählernen

Randträger angeschlossen, sondern einbetoniert werden, kann man besondere Geländerstiele entbehren; dann werden alle senkrechten Stäbe einbetoniert (Bild 11). Bei Eisenbahnbrücken ohne öffentlichen Fußgängerverkehr werden beide Arten der Geländerausbildung verwendet. Bei Fußgängerstegen werden zuweilen auch die Zwischenräume zwischen Geländerholm und unterem, waagerechtem Gliede und zwischen den Geländerstielen mit Maschengewebe ausgefüllt (Bild 26).

Über das Ausknicken symmetrischer Bogenträger unter symmetrisch verteilten Belastungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von E. Chwalla, Brünn, und C. F. Kollbrunner, Zürich.

(Schluß aus Heft 16.)

A. Theoretischer Teil.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Chwalla, Brünn.

4. Näherungsuntersuchung des symmetrisch belasteten Zweigelenkbogens mit kreis- oder parabelförmiger Achse.

Wir untersuchen einen zur Mitte symmetrisch ausgebildeten, durch lotrechte Kräfte symmetrisch belasteten Zweigelenkbogen, dessen Achse im spannungslosen Anfangszustand ein Kreis vom Radius r ist (Bild 3a). Solange der Kennwert p^* der Belastungsintensität kleiner als der gesuchte kritische Wert p_k^* ist, bildet der Bogen eine zur Mitte symmetrische Gleichgewichtsfigur aus, wobei die einzelnen Achsenpunkte Verschiebungen mit den Komponenten u, v erfahren (Bild 3b) und die Stützkraftkomponenten die Werte A, B und H annehmen. Vernachlässigen wir den Einfluß, den die Normalkräfte auf die Bogenverformung nehmen, dann gilt die Gl. (3), so daß wir für die lotrechte Verschiebung der Achsenpunkte die Beziehung

$$(13) \quad w = \frac{dv}{d\varphi} \cdot \cos \varphi + v \cdot \sin \varphi$$

erhalten. Bei der Festlegung der Gleichgewichtsfigur wollen wir bloß die elastostatische Grundgleichung (1) in der Form

$$(14) \quad x + \frac{M}{EJ} = \frac{1}{r^2} \left(\frac{d^3 v}{d\varphi^3} + \frac{dv}{d\varphi} \right) + \frac{M}{EJ} = 0$$

in Rücksicht ziehen und den Bogenschub H , der im Ausdruck für M auftritt, aus der Bedingungsgleichung

$$(15) \quad \int_{-l/2}^{+l/2} \frac{p w}{2} \cdot dx - \int_{-l/2}^{+l/2} \frac{M^2}{2EJ} \cdot dx = 0$$

ermitteln; diese Bedingungsgleichung bringt zum Ausdruck, daß die bei der Verformung des Bogens von den äußeren Kräften geleistete Arbeit mit der im Bogen aufgespeicherten potentiellen Energie der Federkraft übereinstimmt⁶⁾.

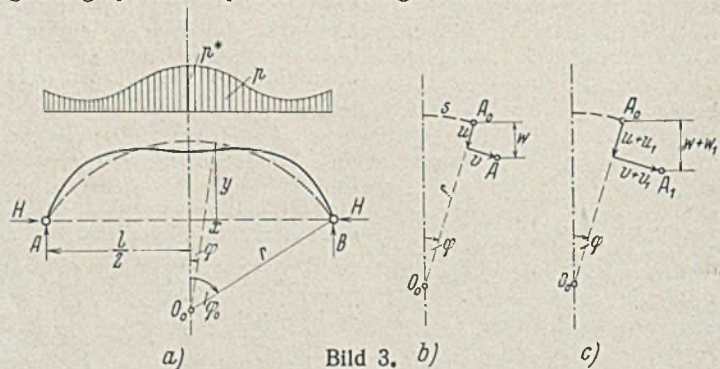


Bild 3. b) c)

An der Verzweigungsstelle kann außer der symmetrischen, durch die Gl. (14) u. (15) näherungsweise festgelegten Gleichgewichtsfigur noch eine zweite, unmittelbar benachbarte Gleichgewichtsfigur zur Ausbildung gelangen, die durch Überlagerung einer antimetrischen Deformationsfigur entsteht und aus der spannungslosen Anfangslage erhalten wird, indem wir den einzelnen Achsenpunkten die Verschiebungskomponenten $(u + u_1), (v + v_1)$ zuweisen (Bild 3c) und u_1, v_1 mit Hilfe der Gl. (8) bestimmen; beim Übergang von der ersten zur zweiten Lage wird sich w um w_1, x um x_1 und M um M_1 ändern, wobei alle diese Änderungen als unendlich klein anzusehen sind. Schreiben wir nun die den Gl. (13), (14), (15) entsprechenden Gleichungen für die neue Gleichgewichtsfigur an und ziehen wir die Gl. (13), (14), (15) hiervon ab, dann erhalten wir

$$(13a) \quad w_1 = \frac{dv_1}{d\varphi} \cdot \cos \varphi + v_1 \cdot \sin \varphi,$$

$$(14a) \quad \frac{1}{r^2} \left(\frac{d^3 v_1}{d\varphi^3} + \frac{dv_1}{d\varphi} \right) + \frac{M_1}{EJ} = 0,$$

$$(15a) \quad \int_{-l/2}^{+l/2} \frac{p w_1}{2} \cdot dx - \int_{-l/2}^{+l/2} \frac{M M_1}{EJ} \cdot dx = 0.$$

⁶⁾ Diese Arbeitsgleichung wurde auch von B. Fritz (Theorie und Berechnung vollwandiger Bogenträger, Berlin 1934) zur Ermittlung des Bogenschubes nach der Theorie zweiter Ordnung herangezogen.

Die Ortsfunktion M_1 muß mit Rücksicht auf die Gl. (14a) u. (8) einen zur Mitte antimetrischen Verlauf zeigen, woraus wir den Schluß ziehen dürfen, daß der Bogenschub H beim Übergang von der ersten zur zweiten Gleichgewichtslage keine unendlich kleine Änderung H_1 erfährt; denn wäre $H_1 \neq 0$, dann würde im Ausdruck für M_1 der Term $H_1(y - w)$ zur Geltung kommen, der der Antimetrie des M_1 -Verlaufes widerspricht.

Die Gl. (15a) ist mit Rücksicht auf die Symmetrie der Ortsfunktionen M, p und die Antimetrie der Ortsfunktionen w_1, M_1 sicher erfüllt, so daß wir nur noch die Gl. (14a) in Rücksicht zu ziehen haben. Stellen wir die in dieser Gleichung auftretende, von der äußeren Belastung und der überlagerten antimetrischen Deformation abhängige Größe M_1 als Funktion von p^* und u_1, v_1 dar, dann gelangen wir auf eine lineare, homogene Differentialgleichung für die unendlich kleinen, durch die Gl. (3a) miteinander verknüpften Verschiebungskomponenten u_1, v_1 und haben nun jenen kritischen Kennwert p_k^* aufzusuchen, für den sich diese Differentialgleichung nach der Einführung des Lösungsansatzes Gl. (8) als befriedigt erweist; der Sonderwert p_k^* ist der gesuchten Verzweigungsstelle zugeordnet und bestimmt die Last, unter welcher der Kreisbogenträger in seiner Ebene auszuknicken beginnt⁷⁾.

Anschließend seien noch die elastostatischen Grundlagen für die Näherungsuntersuchung der Stabilität eines Zweigelenkbogens entwickelt, dessen Achse im spannungslosen Anfangszustand nach der Parabel

$$(16) \quad y = f \left(1 - \frac{4x^2}{l^2} \right)$$

geformt ist und der durch lotrechte, zur Mitte symmetrisch verteilte Kräfte belastet wird (Bild 4a). Ist der Kennwert p^* der Belastungsintensität verhältnismäßig klein, dann gelangt eine zur Mitte symmetrische Gleichgewichtsfigur zur Ausbildung, wobei die einzelnen Achsenpunkte Verschiebungen mit den waagerechten Komponenten ξ und den lotrechten Komponenten η erfahren (Bild 4b); die Größen ξ, η sind, wenn wir den Einfluß der Normalkräfte auf die Bogenverformung vernachlässigen, der Bedingung⁸⁾

$$(17) \quad \frac{d\xi}{dx} - \frac{8fx}{l^2} \cdot \frac{d\eta}{dx} = 0$$

unterworfen und liefern für die Krümmungsänderung die Beziehung

$$(18) \quad x = - \frac{d^2 \eta}{dx^2} \cdot \cos \varphi.$$

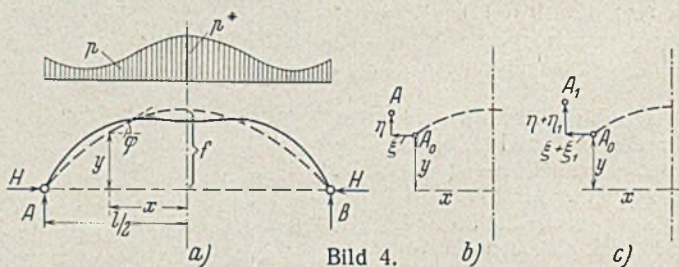


Bild 4. b) c)

Bei der Festlegung der Gleichgewichtsfigur wollen wir wieder nur die elastostatische Grundgleichung

$$(19) \quad x + \frac{M}{EJ} = - \frac{d^2 \eta}{dx^2} \cdot \cos \varphi + \frac{M}{EJ} = 0$$

in Rücksicht ziehen und den Bogenschub H , der im Ausdruck für M vorkommt, aus der Arbeitsgleichung

⁷⁾ Die Stabilität des symmetrisch gebauten, symmetrisch belasteten Kreisbogenträgers wurde näherungsweise auch von Hupner (Ann. ponts et chaussées, 105, II, 1936, S. 754) in Untersuchung gezogen. Hupner verwendet gleichfalls nur die elastostatische Grundbeziehung (1) und eine zusätzliche Bedingungsgleichung für den Bogenschub H ; er entwickelt die in diesen beiden Gleichungen vorkommenden Ortsfunktionen in trigonometrische Reihen und zeigt, daß eine Befriedigung dieser Gleichungen auch nach Überlagerung einer antimetrischen Deformationsfigur widerspruchsfrei möglich wird, wenn H einen bestimmten, der gesuchten kritischen Belastung zugeordneten Wert H_k erreicht.

⁸⁾ Vgl. J. Fritsche, Bautechn. 1925, S. 465, und Z. ang. Math. 1929, S. 361, oder K. Federhofer, Sitzungsberichte d. Akad. d. Wiss. in Wien, IIa, 1934, S. 131.

$$(20) \quad \int_{-l/2}^{+l/2} \frac{p \eta}{2} \cdot dx - \int_{-l/2}^{+l/2} \frac{M^2 dx}{2 EJ} = 0$$

ermitteln.

An der Verzweigungsstelle ist außer der symmetrischen, durch die Gl. (19) u. (20) näherungsweise festgelegten Gleichgewichtsfigur noch eine zweite, unmittelbar benachbarte Gleichgewichtsfigur möglich, die durch Überlagerung einer antimetrischen Deformationsfigur entsteht und aus der spannungslosen Anfangslage abgeleitet werden kann, indem wir den einzelnen Achsenpunkten die Verschiebungskomponenten ($\xi + \xi_1$), ($\eta + \eta_1$) zuweisen (Bild 4c) und ξ_1, η_1 mit Hilfe des Lösungsansatzes

$$(21) \quad \begin{cases} \xi_1 = \sum_{n=1,2,\dots} \frac{4f}{n \pi l} \cdot A_n \left[\frac{2n\pi x}{l} \cdot \sin \frac{2n\pi x}{l} + \cos \frac{2n\pi x}{l} - (-1)^n \right], \\ \eta_1 = \sum_{n=1,2,\dots} A_n \cdot \sin \frac{2n\pi x}{l} \end{cases}$$

bestimmen. Beim Übergang von der ersten zur zweiten Lage wird sich x um x_1 und M um M_1 ändern, wobei die Änderungsbeträge als unendlich klein anzusehen sind. Schreiben wir nun die den Gl. (17), (19), (20) entsprechenden Gleichungen für die neue Gleichgewichtsfigur an und ziehen wir die Gl. (17), (19), (20) hiervon ab, dann erhalten wir

$$(17a) \quad \frac{d \xi_1}{dx} - \frac{8fx}{l^2} \cdot \frac{d \eta_1}{dx} = 0,$$

$$(19a) \quad \frac{d^2 \eta_1}{dx^2} \cdot \cos \varphi - \frac{M_1}{EJ} = 0,$$

$$(20a) \quad \int_{-l/2}^{+l/2} \frac{p \eta_1}{2} \cdot dx - \int_{-l/2}^{+l/2} \frac{M M_1}{EJ} \cdot dx = 0,$$

wobei die Gl. (17a) und die Randbedingungen vom Lösungsansatz (21) schon befriedigt werden. Die Ortsfunktion M_1 muß mit Rücksicht auf die Gl. (19a) u. (21) einen zur Mitte antimetrischen Verlauf zeigen, woraus wir folgern dürfen, daß der Bogenschub H beim Übergang von der ersten zur zweiten Gleichgewichtslage keine von erster Ordnung unendlich kleine Änderung H_1 erfährt; denn wäre $H_1 \neq 0$, dann würde im Ausdruck für M_1 der Term $H_1(\eta + \eta_1)$ zur Geltung kommen und die Antimetrie des M_1 -Verlaufes stören.

Die Gl. (20a) ist mit Rücksicht auf die Symmetrie des M - und p -Verlaufes und die Antimetrie des η_1 - und M_1 -Verlaufes sicher erfüllt, so daß wir, um zur gesuchten Verzweigungsstelle zu gelangen, nur noch die Gl. (19a) zu befriedigen haben. Die in dieser Gleichung auftretende Größe M_1 hängt von der äußeren Belastung und der überlagerten antimetrischen Deformationsfigur ab, ist als Funktion von p^* und ξ_1, η_1 darzustellen und in die Gl. (19a) einzusetzen. Wir gelangen so auf eine lineare, homogene Differentialgleichung für die unendlich kleinen, durch die Gl. (17a) miteinander verknüpften Verschiebungskomponenten ξ_1, η_1 und haben jenen kritischen Belastungskennwert p_k^* aufzusuchen, für den sich diese Differentialgleichung nach Einführung des Lösungsansatzes Gl. (21) als erfüllt erweist; der Sonderwert p_k^* ist der gesuchten Verzweigungsstelle zugeordnet und bestimmt die Last, unter welcher der parabolische Zweigelenkbogen auszuknicken beginnt. Wird für das

Trägheitsmoment des Bogenquerschnitts das Gesetz $J = \frac{J_0}{\cos \varphi}$ gewählt, wobei J_0 das Trägheitsmoment im Scheitelquerschnitt bedeutet, dann nimmt die Gl. (19a) die einfache Form

$$(19b) \quad \frac{d \eta_1}{dx^2} - \frac{M_1}{E J_0} = 0$$

an; ist J beliebig, jedoch f/l sehr klein, dann darf für die Gl. (19a) näherungsweise

$$(19c) \quad \frac{d^2 \eta_1}{dx^2} \left(1 - \frac{32 f^2 x^2}{l^4} \right) - \frac{M_1}{EJ} = 0$$

geschrieben werden.

Um die gewonnenen elastostatischen Grundlagen einer Anwendung zuzuführen, wollen wir zum Abschluß noch elementare Näherungsformeln entwickeln, die bei einer groben Abschätzung der Stabilitätsverhältnisse flacher, zur Mitte symmetrisch ausgebildeter und zur Mitte symmetrisch belasteter Zweigelenkbogen verwendet werden können. Beziehen wir uns auf einen Kreisbogen nach Bild 3a und schreiben wir für die Änderung des Biegemomentes, ohne den Einfluß der tangentialen Verschiebungskomponente zu beachten, einfach $M_1 = H u_1$, dann nimmt die Gl. (14a) nach Berücksichtigung der Gl. (3a) die Form

$$(22) \quad \frac{d^2 u_1}{d \varphi^2} + u_1 \left(1 + \frac{H r^2}{EJ} \right) = 0$$

an und wird im Sonderfall „ $EJ = \text{konst}$ “ befriedigt, wenn u_1 der Gl. (8) entspricht und der Bogenschub den Wert

$$(23) \quad H_k = \frac{n^2 \pi^2 EJ}{\varphi_0^2 r^2} - \frac{EJ}{r^2}$$

erreicht. Für die praktisch maßgebende Stabilitätsgrenze gilt $n = 1$, so daß die kritische Intensität der gegebenen Belastung im Rahmen unseres

Abschätzungsverfahrens dadurch gekennzeichnet ist, daß im Scheitelquerschnitt des Bogenträgers die Normalkraft

$$(24) \quad N_k = H_k = \frac{\pi^2 EJ}{\varphi_0^2 r^2} - \frac{EJ}{r^2}$$

zur Geltung kommt. Derselbe Wert würde sich für N_k ergeben, wenn wir den Kreisbogen mit seiner „Stützlinienbelastung“ (das ist eine radial gerichtete, gleichmäßige Vollbelastung) belasten würden⁹⁾.

Beziehen wir uns auf einen Parabelbogen mit kleinem Pfeilverhältnis und schreiben wir für die Änderung des örtlichen Biegemomentes, ohne den Einfluß der waagerechten Verschiebungskomponenten zu beachten, einfach $M_1 = -H \eta_1$ (Bild 4a), dann nimmt die Gl. (19c) die Form

$$(25) \quad \frac{d^2 \eta_1}{dx^2} \left(1 - \frac{32 f^2 x^2}{l^4} \right) + \frac{H}{EJ} \cdot \eta_1 = 0$$

an. Zur weiteren Vereinfachung ersetzen wir die Funktion $\left(1 - \frac{32 f^2 x^2}{l^4} \right)$ durch eine konstante Größe, für die wir den der Stelle $x = l/2$ zugeordneten Funktionswert $\left(1 - \frac{8 f^2}{l^2} \right)$ wählen wollen. Wir gelangen so zu einer Differentialgleichung, die im Sonderfall „ $EJ = \text{konst}$ “ durch den Lösungsansatz Gl. (21) befriedigt wird, wenn der Bogenschub den Wert

$$(26) \quad H_k = \frac{4 n^2 \pi^2 EJ}{l^2} \left(1 - \frac{8 f^2}{l^2} \right)$$

erreicht; die der tiefsten Stabilitätsgrenze ($n = 1$) entsprechende kritische Intensität der gegebenen Belastung ist somit näherungsweise dadurch gekennzeichnet, daß im Scheitelquerschnitt des Bogenträgers eine Normalkraft von der Größe

$$(27) \quad N_k = H_k = \frac{4 \pi^2 EJ}{l^2} \left(1 - \frac{8 f^2}{l^2} \right)$$

zur Geltung kommt. Würden wir den Bogenträger seiner „Stützlinienbelastung“ (das ist eine lotrechte, gleichmäßig verteilte Vollbelastung) unterwerfen, dann würde für N_k ein Wert von ähnlicher Größe erhalten werden¹⁰⁾.

B. Experimenteller Teil.

Von Dipl.-Ing. Dr. sc. techn. C. F. Kollbrunner, Zürich.

1. Einleitung.

Im theoretischen Teil sind die elastostatischen Grundlagen für die allgemeine Stabilitätstheorie ausführlich dargestellt worden. Infolge der großen mathematischen Schwierigkeiten gelang es jedoch beim Bogenträger (zum Unterschied vom Rechteckrahmen) nicht, einen exakten Existenzbeweis für die Verzweigungsstelle der Lösungskurve (Gleichgewichtsverzweigung) und eine exakte Lösung für die kritische Belastungsintensität zu entwickeln. Wir sahen uns daher gezwungen, zur Klärung des Problems Versuche durchzuführen, um auf experimentellem Wege zu entscheiden, ob die geschilderte Knickerscheinung tatsächlich in ausgeprägtem Maße existiert und ob das im ersten Abschnitt des theoretischen Teiles angedeutete Näherungsverfahren auch beim symmetrisch gebauten und zur Mitte symmetrisch belasteten Bogenträger praktisch brauchbare Ergebnisse liefert.

Im Sinne dieses Näherungsverfahrens haben wir uns den Bogen mit einer Ersatzbelastung belastet zu denken, die mit der im dritten Abschnitt des theoretischen Teiles behandelten „Stützlinienbelastung“ identisch ist und für die sich nach einer wesentlich einfacheren Theorie ein bestimmter kritischer Horizontalschub H_k ergibt, bei dem der Bogen antimetrisch ausknickt. Die Größe H_k kann beispielsweise nach dem Verfahren von Stüssi ermittelt werden. Wird dieser kritische Bogenschub unter der gegebenen symmetrisch verteilten Bogenbelastung erreicht, dann wird näherungsweise auch die gesuchte Stabilitätsgrenze erreicht.

Durch die Versuche war zu prüfen, ob die geschilderte Knickerscheinung tatsächlich in ausgeprägtem Maße existiert und ob das angegebene Näherungsverfahren praktisch brauchbare Werte liefert.

2. Versuchsanordnung.

Die Versuche wurden an symmetrischen Zweigelenkbogen (quadratische Parabeln) mit einem horizontalen Gelenkabstand von 60 cm und den folgenden Pfeilverhältnissen durchgeführt:

$$\frac{f}{l} = 0,10, 0,20, 0,30, 0,40.$$

Als Material wurde gehärtetes Stahlband von 1,2 cm Breite und 0,1 cm Dicke verwendet ($F = 0,12 \text{ cm}^2$). Der Elastizitätsmodul E wurde durch Zug- und Biegeversuche zu $E = 2200000 \text{ kg/cm}^2$ bestimmt. Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm wurde mit Huggenberger-Tensometern

⁹⁾ Vgl. E. Chwalla, Das ebene Stabilitätsproblem des Kreisbogens, Sitzungsberichte d. Akad. d. Wiss. in Wien, IIa, 1927, S. 645.

¹⁰⁾ Vgl. dazu F. Stüssi, Schweiz. Bauztg. 106, 1935, S. 135, und K. Federhofer, Bautechn. 1936, S. 600. — Bei der Stabilitätsuntersuchung, die S. Kasarnowsky (Stahlbau 1931, S. 61) für den Parabelträger vorführt, wurde der Rechnung (worauf der Verf. von Herrn Prof Dr. F. Hartmann freundlicherweise aufmerksam gemacht worden ist) an Stelle der antimetrischen eine zur Mitte symmetrische Knickfigur zugrunde gelegt, wobei der Autor allerdings bemerkt, daß diese Knickfigur bei der geringsten Unregelmäßigkeit der Lastverteilung in die antimetrische Figur übergeht.

Mod. B (Übersetzung 1/1000, Meßstrecke = 2 cm) gemessen. Zur Kontrolle des Wertes EJ wurden Biegeversuche durchgeführt. Dabei wurde das Stahlband als freiaufliegender Träger mit einer Einzelkraft in Balkenmitte belastet. ($EJ = 220 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$). Der Stahlbandquerschnitt konnte mit praktisch genügender Genauigkeit als gleichbleibend angenommen werden. (Streuungen kleiner als 2%).

Die Bogen wurden in kaltem Zustand durch Formung des Stahlbandes nach symmetrischen, quadratischen Parabeln hergestellt. Als Gelenke wurden Bolzengelenke verwendet (Stahlwelle $\phi = 0,4 \text{ cm}$, die in Kupferlagern läuft).

Als Belastungsgewichte wurden 100 g- bis 10 g-Gewichte verwendet; die Feinbelastung wurde mit Kugellagerkugeln durchgeführt. Die Gewichte wurden am Bogen aufgehängt.

Es wurden folgende Belastungsfälle untersucht (Bild 5):

- Fall A: 11 lotrechte Einzelasten gleichmäßig über den Bogen verteilt. Horizontaldistanz von Last zu Last = 5 cm. (Kann als gleichmäßig verteilte Vollbelastung angesehen werden und ist dann identisch mit der „Stützlinienbelastung“¹¹⁾).
- Fall B: 6 symmetrisch zum Bogenscheitel angeordnete lotrechte Einzelasten. Horizontaldistanz von Last zu Last = 10 cm (Bild 6).
- Fall C: 4 symmetrisch zum Bogenscheitel angeordnete lotrechte Einzelasten. Horizontaldistanz von Last zu Last = 15 cm (Bild 7).
- Fall D: 2 symmetrisch zum Bogenscheitel angeordnete lotrechte Einzelasten. Abstand von den Gelenken = 15 cm, Lasten in den Viertelpunkten (Bild 8).
- Fall E: 2 symmetrisch zum Bogenscheitel angeordnete lotrechte Einzelasten. Abstand von den Gelenken = 10 cm (Bild 9).
- Fall F: 2 symmetrisch zum Bogenscheitel angeordnete lotrechte Einzelasten. Abstand von den Gelenken = 25 cm (Bild 10).

Zur Untersuchung der eingespannten Bogen wurden für das Pfeilverhältnis $\frac{f}{l} = 0,20$ sechs Kontrollversuche durchgeführt, und zwar je drei für die Belastungsfälle E und F. Dabei wurde die starre Einspannung durch zwei Schraubstöcke (mit einer Klemmenneigung gleich der berechnete Anfangstangente der Bogenachse) erzielt.

3. Versuchsdurchführung.

Nach einer größeren Anzahl von Vorversuchen wurden mit den Zweigelenkbogen die in Tafel I dargestellten Versuche durchgeführt. Die Versuche für den Belastungsfall A, der mit großer Annäherung dem Fall der „Stützlinienbelastung“ entspricht, sind schon im Jahre 1935 abgeschlossen worden¹¹⁾.

Tafel I.

Belastungsfall	Anzahl der durchgeführten Versuche						Summe
	A	B	C	D	E	F	
Serie I $\frac{f}{l} = 0,10$	10	10	10	10	—	—	40
Serie II $\frac{f}{l} = 0,20$	10	6	6	6	3	3	34
Serie III $\frac{f}{l} = 0,30$	10	6	6	6	—	—	28
Serie IV $\frac{f}{l} = 0,40$	10	6	6	6	3	3	34

Gesamtzahl der Versuche mit Zweigelenkbogen 136

Die Belastung wurde in 20 bis 30 Belastungsstufen aufgebracht, dabei wurde anfänglich die Last schnell gesteigert, gegen die kritische Belastung hin jedoch nur noch grammweise fortgeschritten.

Die (durch unvermeidbare Unregelmäßigkeiten bei der Bogenformgebung verursachten) kleinen sichtbaren Abweichungen der Bogenachse von der zum Bogenscheitel symmetrischen Form wurden durch kleine Zusatzgewichte rückgängig gemacht, so daß die Bogenachse unter allen vorkritischen Belastungsstufen eine zum Bogenscheitel symmetrische Form aufwies.

4. Versuchsergebnisse.

Der Bogen verformte sich unter der wachsenden Belastung symmetrisch zur Mitte (durch kleine Zusatzgewichte konnte, wie eben erwähnt, diese Symmetrie der Gleichgewichtsfigur peinlichst gewahrt werden). Unter der Last $P = P_k$ wurde die symmetrische Form instabil und ließ sich trotz aller Vorsichtsmaßnahmen nicht mehr dauernd realisieren. Der Bogen knickte aus, indem sich die eine Bogenhälfte senkte und die andere hob. Bei den durchgeführten Versuchen wurde niemals eine nach der Ausknickung auftretende unsymmetrische Gleichgewichtsfigur konstatiert, der Bogen kam immer erst im „durchgeschlagenen“ Zustand wieder zur Ruhe (Bild 10e).

Für den Bogenschub H_k ergibt sich im kritischen Zustand aus der Einflußlinie (also nach der Theorie erster Ordnung, die auf den Einfluß

der Verformung keine Rücksicht nimmt) der Wert $H_k = K P_k \cdot \frac{l}{f}$; K ist dabei eine vom Belastungsfall abhängige Konstante. Dieser aus den Versuchen abgeleitete, für die gegebene Belastung geltende Wert stimmt mit großer Annäherung mit jenem H_k überein, das bei demselben Bogen im Fall der „Stützlinienbelastung“ erhalten wird.

Die Versuchsergebnisse sind aus Bild 5 und aus den Tafeln II und III ersichtlich. Dabei wurde der dem jeweils beobachteten Wert P_k zugeordnete Horizontalschub H_k , wie nochmals erwähnt sei, durch Auswertung der Einflußlinie berechnet.

Von den 136 durchgeführten Versuchen mit Zweigelenkbogen fallen 133 mit den für die „Stützlinienbelastung“ nach Stüssi ermittelten theoretischen Werten zusammen oder liegen etwas unterhalb dieser Werte.

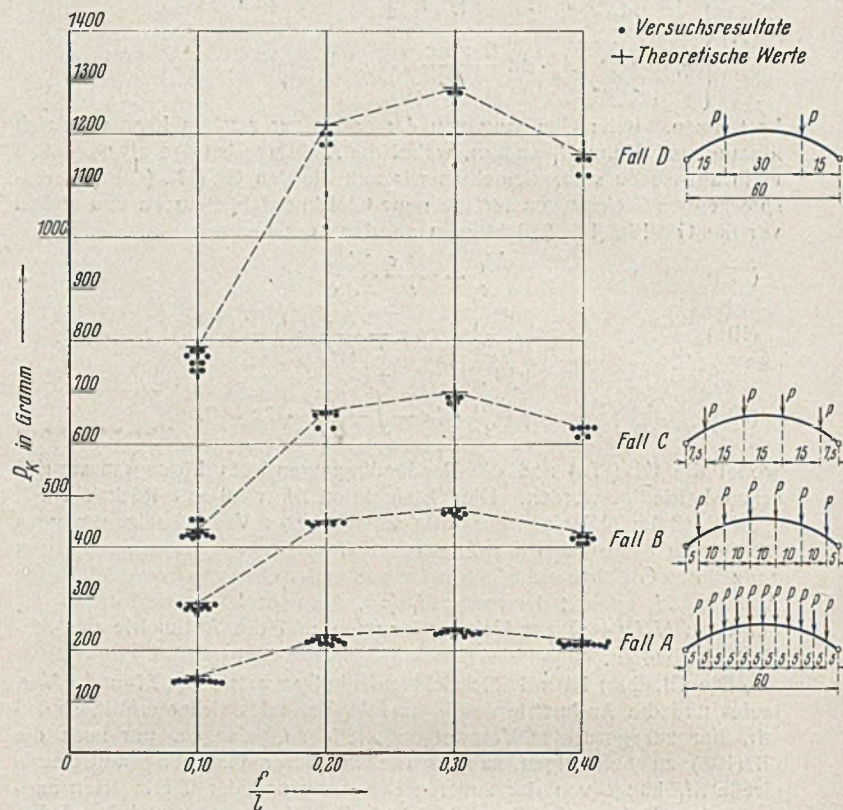


Bild 5. $P_k \cdot \frac{f}{l}$ -Diagramm für die Zweigelenkbogen.

In Bild 5 ($P_k \cdot \frac{f}{l}$ -Diagramm) sind die Versuchswerte P_k der Belastungsfälle A, B, C, D und die der „Stützlinienbelastung“ zugeordneten, theoretisch ermittelten Werte eingetragen. Die erhaltenen Versuchsergebnisse sind

- im Belastungsfall A nur um max 8,3%
- „ „ B „ „ max 5,2%
- „ „ C „ „ max 5,1%
- „ „ D „ „ max 6,9% (mit Ausnahme von drei Versuchen)
- „ „ E „ „ max 9,8%
- „ „ F „ „ max 7,2%

kleiner als diese theoretischen Werte; die Streuung der Ergebnisse ist somit gering, was in Anbetracht der äußerst schwer durchzuführenden Versuche (besonders bei den Belastungsfällen D, E und F) als recht befriedigend angesehen werden darf.

Ausnahmen: Bei zwei Versuchen des Belastungsfalles C, Serie I, liegen die Versuchswerte um 4,6% und bei einem Versuch des Belastungsfalles D, Serie IV, um 1,9% oberhalb der rechnerisch ermittelten Werte. Extrem tiefe Werte wurden beim Belastungsfall D, Serie II (je ein Versuchswert um 16,1 und 10,9% unterhalb des theoretischen Wertes) und Serie III (ein Versuchswert um 11,6% unterhalb des theoretischen Wertes) beobachtet.

Tafel II. Zweigelenkbogen.

Serie	$\frac{f}{l}$	H_k mittel (in Gramm)						H_k theoretisch (in Gramm)
		Belastungsfälle						
		A	B	C	D	E	F	
I	0,10	2100	2152	2197	2125	—	—	2205
II	0,20	1634	1702	1677	1615	1600	1673	1717,5
III	0,30	1171	1185	1182	1152	—	—	1210
IV	0,40	791	792	808	807	756	795	817,5

In der Tafel II sind für die Zweigelenkbogen die aus den Versuchen mit Hilfe der Einflußlinie abgeleiteten mittleren kritischen Horizontal-

¹¹⁾ C. F. Kollbrunner, Versuche über die Knicksicherheit und die Grundschnitzungszahl vollwandiger Bogen. Bautechn. 1936, Heft 14, S. 186.

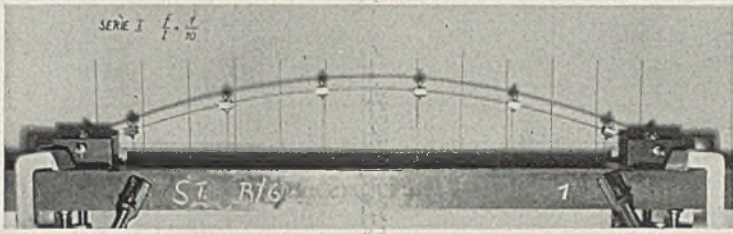


Bild 6a. $P < P_k$.

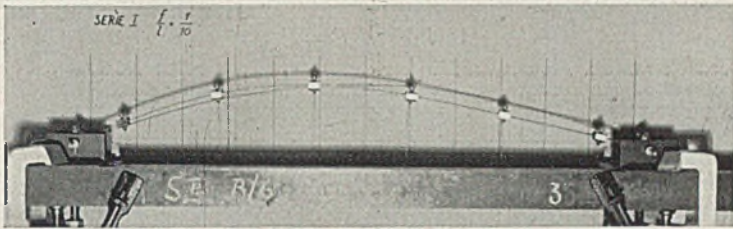


Bild 6b. $P = P_k$.

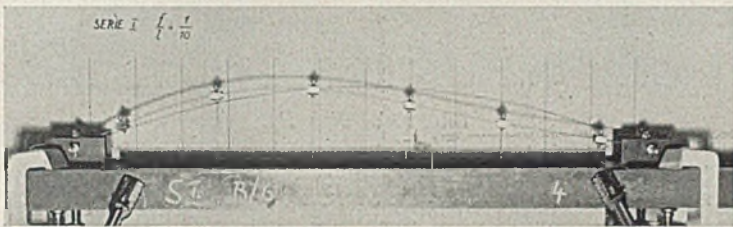


Bild 6c. $P = P_k$.

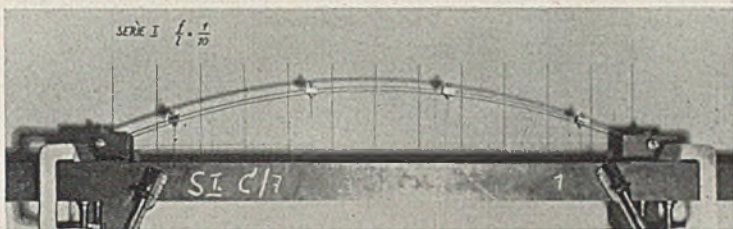


Bild 7a. $P < P_k$.

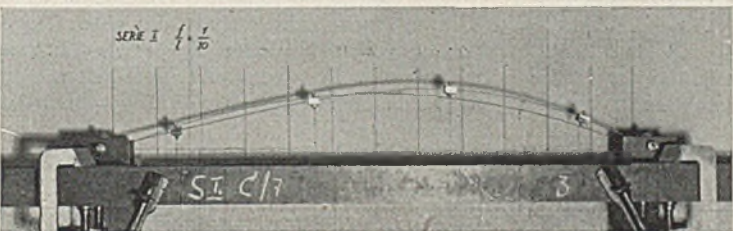


Bild 7b. $P = P_k$.

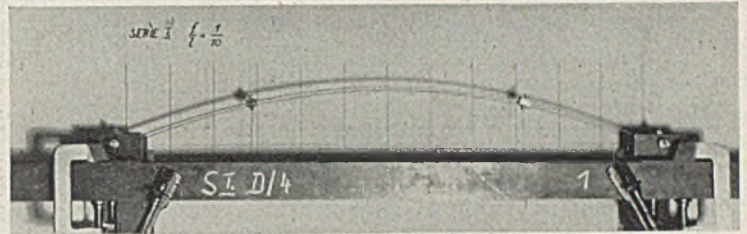


Bild 8a. $P < P_k$.

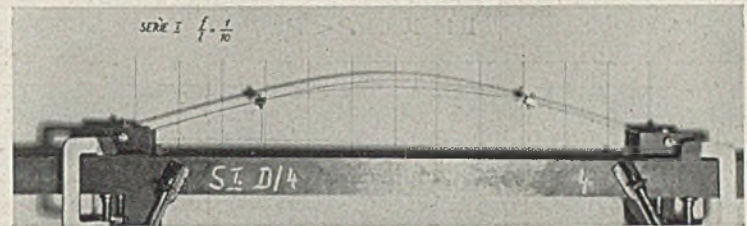


Bild 8b. $P < P_k$.

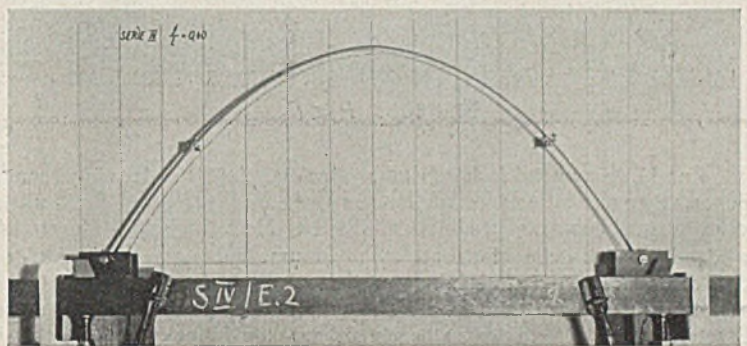


Bild 9a. $P < P_k$.

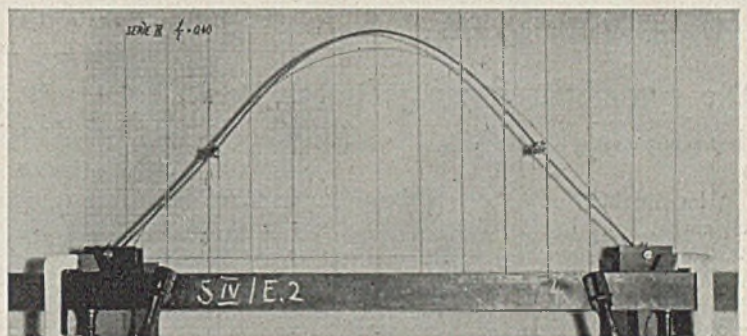


Bild 9b. $P < P_k$.

schübe $H_{k\text{mittel}}$ den für die „Stützlinienbelastung“ geltenden, nach Stüssi berechneten Horizontalschüben $H_{k\text{theoretisch}}$ gegenübergestellt worden.

Die Mittelwerte der kritischen Horizontalschübe der Kontrollversuche mit eingespannten Bogen sind aus der Tafel III ersichtlich.

Tafel III. Eingespannte Bogen.

Serie	$\frac{f}{l}$	H_k mittel (in Gramm)		H_k theoretisch (in Gramm)
		Belastungsfälle		
		E	F	
II	0,20	3605	3662	3855

Bild 6 zeigt einen Zweigelenkbogen der Serie I ($\frac{f}{l} = 0,10$) im Belastungsfall B. Bei Bild 6a ist $P < P_k$, der Bogen befindet sich im Gleichgewicht und die Bogenachse ist zur Mitte symmetrisch. Bild 6b u. 6c zeigen den Knickvorgang; die abgebildeten Bogenformen sind nicht stabil, der Bogen kommt erst im „durchgeschlagenen“ Zustand zur Ruhe.

Bild 7 zeigt einen Zweigelenkbogen der Serie I im Belastungsfall C. Bei Bild 7a ist $P < P_k$, in Bild 7b knickt der Bogen aus (die abgebildete Bogenform ist nicht stabil).

Bild 8 veranschaulicht einen Zweigelenkbogen der Serie I im Belastungsfall D. Man erkennt die starken symmetrischen Deformationen der ursprünglichen Bogenachse unter der steigenden Belastung $P < P_k$.

Aus Bild 9 ersieht man die großen auftretenden symmetrischen Deformationen für die Serie IV im Belastungsfall E bei Belastungen $P < P_k$.

Bild 10 zeigt einen Zweigelenkbogen der Serie IV im Belastungsfall F. Bild 10a u. b veranschaulichen die mit steigender Last sich vergrößernden symmetrischen Deformationen. In Bild 10c knickt der Bogen aus, die eine Bogenhälfte senkt sich immer mehr, während sich die andere hebt (Bild 10d); der Bogen kommt erst im „durchgeschlagenen“ Endzustand, der mit dem Knickvorgang selbst nichts mehr zu tun hat, wieder zur Ruhe (Bild 10e).

5. Schlussfolgerungen.

Die kritischen Horizontalschübe H_k , bei denen die durch Gewichte symmetrisch belasteten Parabelbogen (Zweigelenk- und eingespannte Bogen) ausknicken, stimmen praktisch mit den kritischen Horizontalschüben überein, die sich bei gleichmäßig verteilter Vollbelastung („Stützlinienbelastung“) ergeben.

Verallgemeinern wir dieses experimentell gefundene Ergebnis, so gilt:

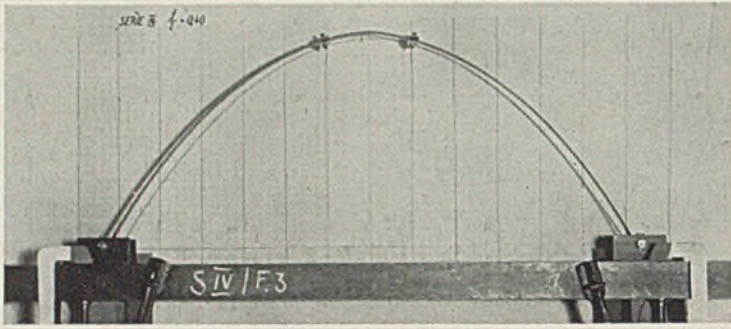


Bild 10a. $P < P_k$.

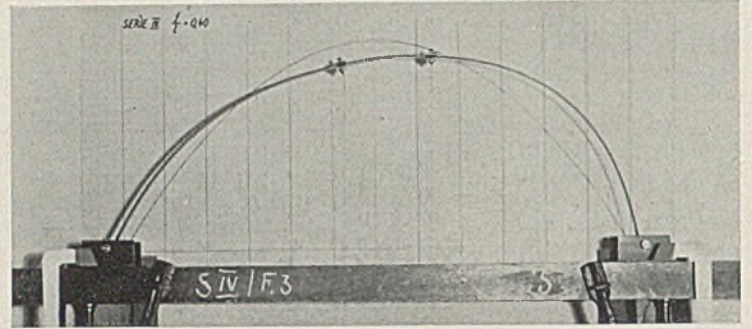


Bild 10c. $P = P_k$.

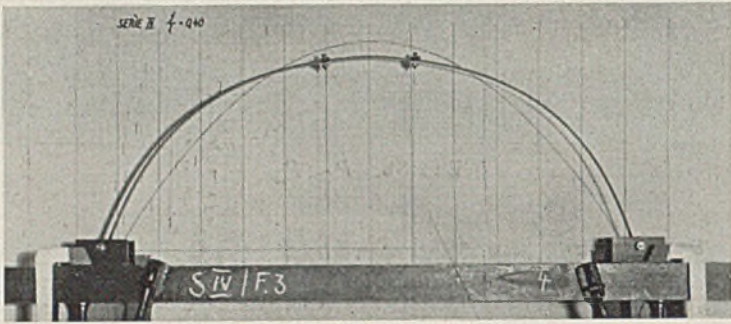


Bild 10b. $P < P_k$.

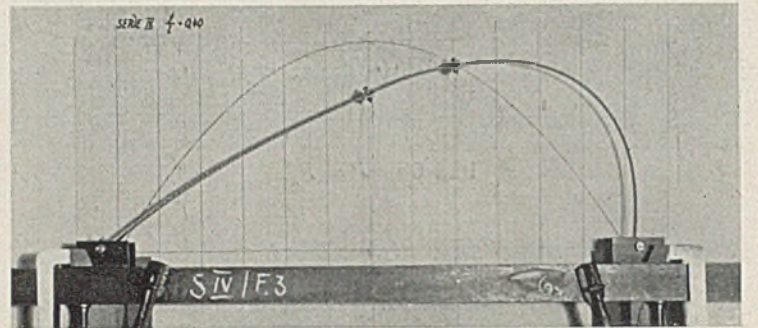


Bild 10d. $P = P_k$.

Zur Mitte symmetrisch gebaute, gelenkig gelagerte oder eingespannte Bogenträger mit lotrechten, zur Mitte symmetrisch verteilten Belastungen knicken aus, wenn ein bestimmter kritischer Horizontalschub H_k erreicht wird; dieser kritische Horizontalschub stimmt näherungsweise mit dem kritischen Horizontalschub überein, den man im Fall der „Stützlinsenbelastung“ auf relativ einfache Weise erhält. Bei der Verwertung dieses Ergebnisses ist allerdings zu beachten, daß die Modelle im elastischen Bereich ausknickten, während bei baupraktischen Anwendungen schon vor dem Ausknicken (also im symmetrischen Gleichgewichtszustand) starke örtliche Plastizierungen auftreten können, durch die, wie schon im ersten Abschnitt des theoretischen Teiles erwähnt wurde, die Stabilitätsgrenze merkbar gesenkt werden kann.

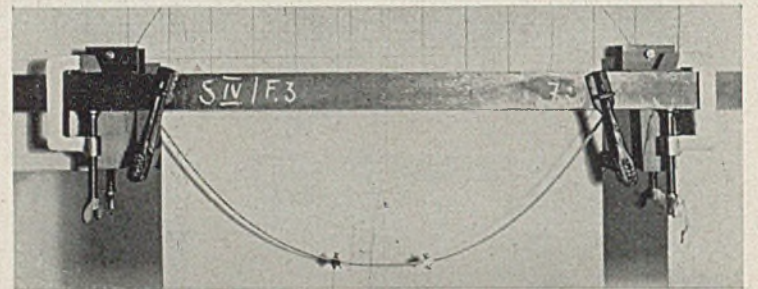


Bild 10e. $P = P_k$.

Die symmetrisch ausgebildete Rostbrücke mit vier Hauptträgern und einem elastischen Querträger in Hauptträgermitte.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Hans Holzwarth, Duisburg.

Im Anschluß an frühere in dieser Zeitschrift veröffentlichte Arbeiten sei nachstehend in einer Tabelle die aus vier starr gelagerten Hauptträgern bestehende Rostbrücke mit einem elastischen Querträger in Hauptträgermitte behandelt, wobei noch zur Berechnung der Rostquerschnitte 11 bis 15 die Werte M und N , bezogen auf den Roststab $A-B$, eingeführt sind.

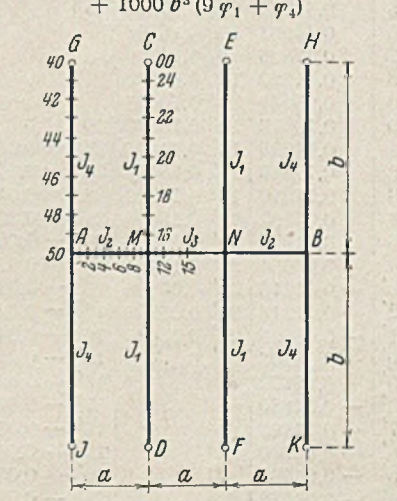
Abschließend sind wieder an einem Zahlenbeispiel für einen Trägerrost mit den Stablängen $a = b = l$ und Werten $J_{1,2,3} : J_4 = 1 : 2$ die Ordinaten der Einflußlinien für einige Rostquerschnitte ermittelt und die Ergebnisse in Tabellenform zusammengestellt sowie auch graphisch aufgetragen.

Last P im Schnitt	X'	X''	Auflagerdrücke					Belastung		
			A	B	C	D	E	F	M	N
0	$\frac{1000 \eta}{4 \pi} \cdot P$	$\frac{3000 \eta}{4 \sigma} \cdot P$	$-r_0$	$-s_0$	u_0	u_0	v_0	v_0	$2 u_0$	$2 v_0$
1	$\frac{299 \alpha + 300 \beta + 1000 \eta}{4 \pi} \cdot P$	$\frac{497 \alpha + 100 \beta + 2800 \eta}{4 \sigma} \cdot P$	$\frac{29}{30} \cdot P - r_1$	$\frac{1}{30} \cdot P - s_1$	u_1	u_1	v_1	v_1	$2 u_1$	$2 v_1$
2	$\frac{592 \alpha + 600 \beta + 1000 \eta}{4 \pi} \cdot P$	$\frac{976 \alpha + 200 \beta + 2600 \eta}{4 \sigma} \cdot P$	$\frac{28}{30} \cdot P - r_2$	$\frac{2}{30} \cdot P - s_2$	u_2	u_2	v_2	v_2	$2 u_2$	$2 v_2$
3	$\frac{873 \alpha + 900 \beta + 1000 \eta}{4 \pi} \cdot P$	$\frac{1419 \alpha + 300 \beta + 2400 \eta}{4 \sigma} \cdot P$	$\frac{27}{30} \cdot P - r_3$	$\frac{3}{30} \cdot P - s_3$	u_3	u_3	v_3	v_3	$2 u_3$	$2 v_3$
4	$\frac{1136 \alpha + 1200 \beta + 1000 \eta}{4 \pi} \cdot P$	$\frac{1808 \alpha + 400 \beta + 2200 \eta}{4 \sigma} \cdot P$	$\frac{26}{30} \cdot P - r_4$	$\frac{4}{30} \cdot P - s_4$	u_4	u_4	v_4	v_4	$2 u_4$	$2 v_4$
5	$\frac{1375 \alpha + 1500 \beta + 1000 \eta}{4 \pi} \cdot P$	$\frac{2125 \alpha + 500 \beta + 2000 \eta}{4 \sigma} \cdot P$	$\frac{25}{30} \cdot P - r_5$	$\frac{5}{30} \cdot P - s_5$	u_5	u_5	v_5	v_5	$2 u_5$	$2 v_5$
6	$\frac{1584 \alpha + 1800 \beta + 1000 \eta}{4 \pi} \cdot P$	$\frac{2352 \alpha + 600 \beta + 1800 \eta}{4 \sigma} \cdot P$	$\frac{24}{30} \cdot P - r_6$	$\frac{6}{30} \cdot P - s_6$	u_6	u_6	v_6	v_6	$2 u_6$	$2 v_6$
7	$\frac{1757 \alpha + 2100 \beta + 1000 \eta}{4 \pi} \cdot P$	$\frac{2471 \alpha + 700 \beta + 1600 \eta}{4 \sigma} \cdot P$	$\frac{23}{30} \cdot P - r_7$	$\frac{7}{30} \cdot P - s_7$	u_7	u_7	v_7	v_7	$2 u_7$	$2 v_7$
8	$\frac{1888 \alpha + 2400 \beta + 1000 \eta}{4 \pi} \cdot P$	$\frac{2464 \alpha + 800 \beta + 1400 \eta}{4 \sigma} \cdot P$	$\frac{22}{30} \cdot P - r_8$	$\frac{8}{30} \cdot P - s_8$	u_8	u_8	v_8	v_8	$2 u_8$	$2 v_8$
9	$\frac{1971 \alpha + 2700 \beta + 1000 \eta}{4 \pi} \cdot P$	$\frac{2313 \alpha + 900 \beta + 1200 \eta}{4 \sigma} \cdot P$	$\frac{21}{30} \cdot P - r_9$	$\frac{9}{30} \cdot P - s_9$	u_9	u_9	v_9	v_9	$2 u_9$	$2 v_9$
10	$\frac{2000 \alpha + 3000 \beta + 1000 \eta}{4 \pi} \cdot P$	$\frac{2000 \alpha + 1000 \beta + 1000 \eta}{4 \sigma} \cdot P$	$\frac{20}{30} \cdot P - r_{10}$	$\frac{10}{30} \cdot P - s_{10}$	u_{10}	u_{10}	v_{10}	v_{10}	$2 u_{10}$	$2 v_{10}$

Fortsetzung der Tabelle von S. 142.

Last P im Schnitt	X'	X''	Auflagerdrücke						Belastung	
			A	B	C	D	E	F	M	N
11	$\frac{2000\alpha + 3270\beta + 1000\eta}{4\pi} \cdot P$	$\frac{1600\alpha + 1016\beta + 800\eta}{4\sigma} \cdot P$	$\frac{19}{30} \cdot P - r_{11}$	$\frac{11}{30} \cdot P - s_{11}$	u_{11}	u_{11}	v_{11}	v_{11}	$2u_{11}$	$2v_{11}$
12	$\frac{2000\alpha + 3480\beta + 1000\eta}{4\pi} \cdot P$	$\frac{1200\alpha + 888\beta + 600\eta}{4\sigma} \cdot P$	$\frac{18}{30} \cdot P - r_{12}$	$\frac{12}{30} \cdot P - s_{12}$	u_{12}	u_{12}	v_{12}	v_{12}	$2u_{12}$	$2v_{12}$
13	$\frac{2000\alpha + 3630\beta + 1000\eta}{4\pi} \cdot P$	$\frac{800\alpha + 652\beta + 400\eta}{4\sigma} \cdot P$	$\frac{17}{30} \cdot P - r_{13}$	$\frac{13}{30} \cdot P - s_{13}$	u_{13}	u_{13}	v_{13}	v_{13}	$2u_{13}$	$2v_{13}$
14	$\frac{2000\alpha + 3720\beta + 1000\eta}{4\pi} \cdot P$	$\frac{400\alpha + 344\beta + 200\eta}{4\sigma} \cdot P$	$\frac{16}{30} \cdot P - r_{14}$	$\frac{14}{30} \cdot P - s_{14}$	u_{14}	u_{14}	v_{14}	v_{14}	$2u_{14}$	$2v_{14}$
15	$\frac{2000\alpha + 3750\beta + 1000\eta}{4\pi} \cdot P$	—	$\frac{1}{2} \cdot P - 2X'_{15}$	$\frac{1}{2} \cdot P - 2X''_{15}$	X'_{15}	X'_{15}	X'_{15}	X'_{15}	$2X'_{15}$	$2X'_{15}$
16	$\frac{1971\varepsilon}{8\pi} \cdot P$	$\frac{17739\varepsilon}{8\sigma} \cdot P$	r_{16}	s_{16}	$\frac{22}{40} \cdot P - u_{16}$	$\frac{18}{40} \cdot P - u_{16}$	$-v_{16}$	$-v_{16}$	$-2u_{16}$	$-2v_{16}$
17	$\frac{1888\varepsilon}{8\pi} \cdot P$	$\frac{16992\varepsilon}{8\sigma} \cdot P$	r_{17}	s_{17}	$\frac{24}{40} \cdot P - u_{17}$	$\frac{16}{40} \cdot P - u_{17}$	$-v_{17}$	$-v_{17}$	$-2u_{17}$	$-2v_{17}$
18	$\frac{1757\varepsilon}{8\pi} \cdot P$	$\frac{15813\varepsilon}{8\sigma} \cdot P$	r_{18}	s_{18}	$\frac{26}{40} \cdot P - u_{18}$	$\frac{14}{40} \cdot P - u_{18}$	$-v_{18}$	$-v_{18}$	$-2u_{18}$	$-2v_{18}$
19	$\frac{1584\varepsilon}{8\pi} \cdot P$	$\frac{14256\varepsilon}{8\sigma} \cdot P$	r_{19}	s_{19}	$\frac{28}{40} \cdot P - u_{19}$	$\frac{12}{40} \cdot P - u_{19}$	$-v_{19}$	$-v_{19}$	$-2u_{19}$	$-2v_{19}$
20	$\frac{1375\varepsilon}{8\pi} \cdot P$	$\frac{12375\varepsilon}{8\sigma} \cdot P$	r_{20}	s_{20}	$\frac{30}{40} \cdot P - u_{20}$	$\frac{10}{40} \cdot P - u_{20}$	$-v_{20}$	$-v_{20}$	$-2u_{20}$	$-2v_{20}$
21	$\frac{1136\varepsilon}{8\pi} \cdot P$	$\frac{10224\varepsilon}{8\sigma} \cdot P$	r_{21}	s_{21}	$\frac{32}{40} \cdot P - u_{21}$	$\frac{8}{40} \cdot P - u_{21}$	$-v_{21}$	$-v_{21}$	$-2u_{21}$	$-2v_{21}$
22	$\frac{873\varepsilon}{8\pi} \cdot P$	$\frac{7857\varepsilon}{8\sigma} \cdot P$	r_{22}	s_{22}	$\frac{34}{40} \cdot P - u_{22}$	$\frac{6}{40} \cdot P - u_{22}$	$-v_{22}$	$-v_{22}$	$-2u_{22}$	$-2v_{22}$
23	$\frac{592\varepsilon}{8\pi} \cdot P$	$\frac{5328\varepsilon}{8\sigma} \cdot P$	r_{23}	s_{23}	$\frac{36}{40} \cdot P - u_{23}$	$\frac{4}{40} \cdot P - u_{23}$	$-v_{23}$	$-v_{23}$	$-2u_{23}$	$-2v_{23}$
24	$\frac{299\varepsilon}{8\pi} \cdot P$	$\frac{2691\varepsilon}{8\sigma} \cdot P$	r_{24}	s_{24}	$\frac{38}{40} \cdot P - u_{24}$	$\frac{2}{40} \cdot P - u_{24}$	$-v_{24}$	$-v_{24}$	$-2u_{24}$	$-2v_{24}$
00	0	0	0	0	P	0	0	0	0	0

Last P im Schnitt	X'	X''	Auflagerdrücke						Belastung		Bemerkung
			A	B	C	D	E	F	M	N	
40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$\frac{J_c}{J_1} = \varphi_1, \frac{J_c}{J_2} = \varphi_2, \frac{J_c}{J_3} = \varphi_3, \frac{J_c}{J_4} = \varphi_4,$ $\alpha = \varphi_2 a^3, \beta = \varphi_3 a^3, \varepsilon = \varphi_1 b^3, \eta = \varphi_4 b^3,$ $\pi = 1000 a^3 (2\varphi_2 + 3\varphi_3) + 1000 b^3 (\varphi_1 + \varphi_4)$ $\sigma = 1000 a^3 (2\varphi_2 + \varphi_3) + 1000 b^3 (9\varphi_1 + \varphi_4)$	
41	$\frac{299\eta}{8\pi} \cdot P$	$\frac{897\eta}{8\sigma} \cdot P$	$-r_{41}$	$-s_{41}$	u_{41}	u_{41}	v_{41}	v_{41}	$2u_{41}$		$2v_{41}$
42	$\frac{592\eta}{8\pi} \cdot P$	$\frac{1776\eta}{8\sigma} \cdot P$	$-r_{42}$	$-s_{42}$	u_{42}	u_{42}	v_{42}	v_{42}	$2u_{42}$		$2v_{42}$
43	$\frac{873\eta}{8\pi} \cdot P$	$\frac{2619\eta}{8\sigma} \cdot P$	$-r_{43}$	$-s_{43}$	u_{43}	u_{43}	v_{43}	v_{43}	$2u_{43}$		$2v_{43}$
44	$\frac{1136\eta}{8\pi} \cdot P$	$\frac{3408\eta}{8\sigma} \cdot P$	$-r_{44}$	$-s_{44}$	u_{44}	u_{44}	v_{44}	v_{44}	$2u_{44}$		$2v_{44}$
45	$\frac{1375\eta}{8\pi} \cdot P$	$\frac{4125\eta}{8\sigma} \cdot P$	$-r_{45}$	$-s_{45}$	u_{45}	u_{45}	v_{45}	v_{45}	$2u_{45}$		$2v_{45}$
46	$\frac{1584\eta}{8\pi} \cdot P$	$\frac{4752\eta}{8\sigma} \cdot P$	$-r_{46}$	$-s_{46}$	u_{46}	u_{46}	v_{46}	v_{46}	$2u_{46}$		$2v_{46}$
47	$\frac{1757\eta}{8\pi} \cdot P$	$\frac{5271\eta}{8\sigma} \cdot P$	$-r_{47}$	$-s_{47}$	u_{47}	u_{47}	v_{47}	v_{47}	$2u_{47}$		$2v_{47}$
48	$\frac{1888\eta}{8\pi} \cdot P$	$\frac{5664\eta}{8\sigma} \cdot P$	$-r_{48}$	$-s_{48}$	u_{48}	u_{48}	v_{48}	v_{48}	$2u_{48}$		$2v_{48}$
49	$\frac{1971\eta}{8\pi} \cdot P$	$\frac{5913\eta}{8\sigma} \cdot P$	$-r_{49}$	$-s_{49}$	u_{49}	u_{49}	v_{49}	v_{49}	$2u_{49}$		$2v_{49}$
50	$\frac{2000\eta}{8\pi} \cdot P$	$\frac{6000\eta}{8\sigma} \cdot P$	$-r_{50}$	$-s_{50}$	u_{50}	u_{50}	v_{50}	v_{50}	$2u_{50}$	$2v_{50}$	



$$r = 2X' + \frac{2}{3} \cdot X'' \quad u = X' + X''$$

$$s = 2X' - \frac{2}{3} \cdot X'' \quad v = X' - X''$$

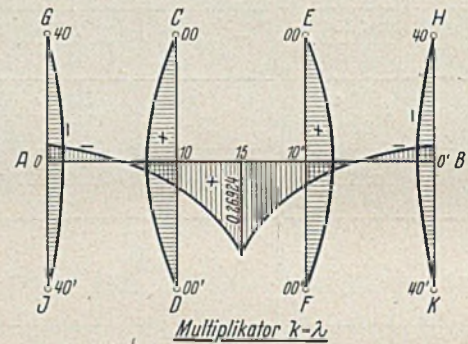
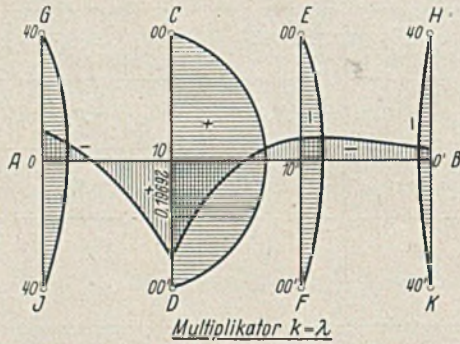
Ausführung der Rostbrücke nach vorstehender Tabelle.

Ordinaten der Einflußlinien für M_{10} .

Roststab			Randträger	
A-B	C-D	E-F	G-J	H-K
0	-0,05846	00 0	40 0	
1	-0,04450	24 0,02944	41 -0,00875	
2	-0,02984	23 0,05828	42 -0,01730	
3	-0,01376	22 0,08596	43 -0,02551	
4	+0,00440	21 0,11186	44 -0,03320	
5	0,02538	20 0,13538	45 -0,04019	
6	0,04988	19 0,15596	46 -0,04630	
7	0,07856	18 0,17300	47 -0,05135	
8	0,11220	17 0,18590	48 -0,05518	
9	0,15140	16 0,19406	49 -0,05761	
10	0,19692	10 0,19692 00 0	50 -0,05846 40 0	
11	0,14928	16' 0,19406 24 -0,00644	49' -0,05761 41 -0,00277	
12	0,10816	17' 0,18590 23 -0,01276	48' -0,05518 42 -0,00546	
13	0,07310	18' 0,17300 22 -0,01880	47' -0,05135 43 -0,00805	
14	0,04362	19' 0,15596 21 -0,02446	46' -0,04630 44 -0,01048	
15	0,01924	20' 0,13538 20 -0,02962	45' -0,04019 45 -0,01269	
14'	-0,00054	21' 0,11186 19 -0,03412	44' -0,03320 46 -0,01462	
13'	-0,01618	22' 0,08596 18 -0,03784	43' -0,02551 47 -0,01621	
12'	-0,02816	23' 0,05828 17 -0,04066	42' -0,01730 48 -0,01742	
11'	-0,03696	24' 0,02944 16 -0,04246	41' -0,00875 49 -0,01819	
10'	-0,04308	00' 0 10' -0,04308 40' 0	50' -0,01846 40' 0	
9'	-0,04692	16' -0,04246 16' -0,04246	49' -0,01819 49' -0,01819	
8'	-0,04880	17' -0,04066 17' -0,04066	48' -0,01742 48' -0,01742	
7'	-0,04888	18' -0,03784 18' -0,03784	47' -0,01621 47' -0,01621	
6'	-0,04740	19' -0,03412 19' -0,03412	46' -0,01462 46' -0,01462	
5'	-0,04462	20' -0,02962 20' -0,02962	45' -0,01269 45' -0,01269	
4'	-0,04072	21' -0,02446 21' -0,02446	44' -0,01048 44' -0,01048	
3'	-0,03592	22' -0,01880 22' -0,01880	43' -0,00805 43' -0,00805	
2'	-0,03048	23' -0,01276 23' -0,01276	42' -0,00546 42' -0,00546	
1'	-0,02458	24' -0,00644 24' -0,00644	41' -0,00277 41' -0,00277	
0'	-0,01846	00' 0 00' 0	40' 0 40' 0	

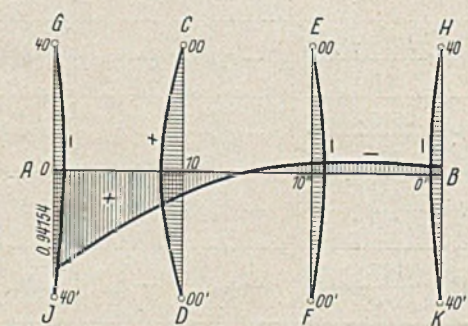
Ordinaten der Einflußlinien für M_{15} .

Roststab			Randträger	
A-B	C-D	E-F	G-J	H-K
0	-0,03846	00 0	40 0	
1	-0,03454	24 0,01150	41 -0,00576	
2	-0,03016	23 0,02276	42 -0,01138	
3	-0,02484	22 0,03358	43 -0,01677	
4	-0,01816	21 0,04370	44 -0,02184	
5	-0,00962	20 0,05288	45 -0,02644	
6	+0,00124	19 0,06092	46 -0,03046	
7	0,01484	18 0,06758	47 -0,03378	
8	0,03170	17 0,07262	48 -0,03630	
9	0,05224	16 0,07580	49 -0,03790	
10	0,07692	10 0,07692 00 0	50 -0,03846 40 0	
11	0,10616	16' 0,07580 24 0,01150	49' -0,03790 41 -0,00576	
12	0,14000	17' 0,07262 23 0,02276	48' -0,03630 42 -0,01138	
13	0,17846	18' 0,06758 22 0,03358	47' -0,03378 43 -0,01677	
14	0,22154	19' 0,06092 21 0,04370	46' -0,03046 44 -0,02184	
15	0,26924	20' 0,05288 20 0,05288	45' -0,02644 45 -0,02644	
14'	0,22154	21' 0,04370 19 0,06092	44' -0,02184 46 -0,03046	
13'	0,17846	22' 0,03358 18 0,06758	43' -0,01677 47 -0,03378	
12'	0,14000	23' 0,02276 17 0,07262	42' -0,01138 48 -0,03630	
11'	0,10616	24' 0,01150 16 0,07580	41' -0,00576 49 -0,03790	
10'	0,07692	00' 0 10' 0,07692 40' 0	50' -0,03846 40' 0	
9'	0,05224	16' 0,07580 16' 0,07580	49' -0,03790 49' -0,03790	
8'	0,03170	17' 0,07262 17' 0,07262	48' -0,03630 48' -0,03630	
7'	0,01484	18' 0,06758 18' 0,06758	47' -0,03378 47' -0,03378	
6'	0,00124	19' 0,06092 19' 0,06092	46' -0,03046 46' -0,03046	
5'	-0,00962	20' 0,05288 20' 0,05288	45' -0,02644 45' -0,02644	
4'	-0,01816	21' 0,04370 21' 0,04370	44' -0,02184 44' -0,02184	
3'	-0,02484	22' 0,03358 22' 0,03358	43' -0,01677 43' -0,01677	
2'	-0,03016	23' 0,02276 23' 0,02276	42' -0,01138 42' -0,01138	
1'	-0,03454	24' 0,01150 24' 0,01150	41' -0,00576 41' -0,00576	
0'	-0,03846	00' 0 00' 0	40' 0 40' 0	



Ordinaten der Einflußlinien für den Auflagerdruck A.

Roststab			Randträger	
A-B	C-D	E-F	G-J	H-K
0	0,94154	00 0	40 0	
1	0,85550	24 0,02944	41 -0,00875	
2	0,77016	23 0,05828	42 -0,01730	
3	0,68624	22 0,08596	43 -0,02551	
4	0,60440	21 0,11186	44 -0,03320	
5	0,52538	20 0,13538	45 -0,04019	
6	0,44988	19 0,15596	46 -0,04630	
7	0,37856	18 0,17300	47 -0,05135	
8	0,31220	17 0,18590	48 -0,05518	
9	0,25140	16 0,19406	49 -0,05761	
10	0,19692	10 0,19692 00 0	50 -0,05846 40 0	
11	0,14928	16' 0,19406 24 -0,00644	49' -0,05761 41 -0,00277	
12	0,10816	17' 0,18590 23 -0,01276	48' -0,05518 42 -0,00546	
13	0,07310	18' 0,17300 22 -0,01880	47' -0,05135 43 -0,00805	
14	0,04362	19' 0,15596 21 -0,02446	46' -0,04630 44 -0,01048	
15	0,01924	20' 0,13538 20 -0,02962	45' -0,04019 45 -0,01269	
14'	-0,00054	21' 0,11186 19 -0,03412	44' -0,03320 46 -0,01462	
13'	-0,01618	22' 0,08596 18 -0,03784	43' -0,02551 47 -0,01621	
12'	-0,02816	23' 0,05828 17 -0,04066	42' -0,01730 48 -0,01742	
11'	-0,03696	24' 0,02944 16 -0,04246	41' -0,00875 49 -0,01819	
10'	-0,04308	00' 0 10' -0,04308 40' 0	50' -0,01846 40' 0	
9'	-0,04692	16' -0,04246 16' -0,04246	49' -0,01819 49' -0,01819	
8'	-0,04880	17' -0,04066 17' -0,04066	48' -0,01742 48' -0,01742	
7'	-0,04888	18' -0,03784 18' -0,03784	47' -0,01621 47' -0,01621	
6'	-0,04740	19' -0,03412 19' -0,03412	46' -0,01462 46' -0,01462	
5'	-0,04462	20' -0,02962 20' -0,02962	45' -0,01269 45' -0,01269	
4'	-0,04072	21' -0,02446 21' -0,02446	44' -0,01048 44' -0,01048	
3'	-0,03592	22' -0,01880 22' -0,01880	43' -0,00805 43' -0,00805	
2'	-0,03048	23' -0,01276 23' -0,01276	42' -0,00546 42' -0,00546	
1'	-0,02458	24' -0,00644 24' -0,00644	41' -0,00277 41' -0,00277	
0'	-0,01846	00' 0 00' 0	40' 0 40' 0	



INHALT: Bauliche Ausbildung der Außenseiten stählerner Überbauten. — Über das Ausklicken symmetrischer Bogenträger unter symmetrisch verteilten Belastungen. (Schluß). — Die symmetrisch ausgebildete Rostbrücke mit vier Hauptträgern und einem elastischen Querträger in Hauptträgermitte.

Verantwortlich für den Inhalt: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. 9. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.