DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. K. Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule Fernsprecher: Darmstadt 7711, Apparat 599

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

Veröffentlichungsbeiträge an voranstehende Anschriften erbeten

Beilage zur Zeitschrift

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

12. Jahrgang

Alle Rechte vorbehalten.

BERLIN, 20. Januar 1939

Heft 2

Versuche zur Klärung des Spannungsverlaufes in Rahmenecken.

Von Prof. Dr.-Ing chr. Kayser unter Mitarbeit von Dr.-Ing. A. Herzog.

(Bericht aus dem Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt).

A. Einleitung.

I. Allgemeines.

Infolge der Entwicklung der Schweißtechnik und damit der vollwandigen Konstruktionen und Rahmentragwerke im Stahlbau machte sich der Mangel an versuchstechnischen Grundlagen über Spannungsverlauf und -größe in der Rahmenecke immer mehr bemerkbar. Zwar lagen schon Untersuchungen unter Benutzung der Spannungsoptik über solche Ecken mit Rechteckquerschnitt vor, doch fehlten diese gänzlich für zusammengesetzte Querschnitte, mit Ausnahme einiger vortastender Messungen [1]. Eine Reihe theoretischer Berechnungen für die hauptsächlich interessierende Verteilung und Größe der Tangentialspannung sowie bei gegliederten Querschnitten für die Spannungen in den Flanschen im Symmetrieschnitt durch die Ecke sind aus dem Schrifttum bekanntgeworden [2]. Diese theoretischen Untersuchungen gründen sich auf



verschiedene Annahmen, welche dem Rechnungsgang keine allzu großen Schwierigkeiten entgegenstellen. Daher ist eine versuchs- und meßtechnische Erfassung des Spannungsverlaufes in solchen Ecken zur Gegenüberstellung und zur Vereinfachung und Verbesserung der teilweise noch komplizierten Rechnungsgrundlagen unerläßlich. Im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt

Im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt wurde eine Reihe solcher Ecken verschiedener Ausführungsformen systematisch untersucht. Im folgenden soll über diese Untersuchungen berichtet werden, die im Auftrage und mit Unterstützung des Deutschen Stahlbau-Verbandes durchgeführt wurden.

Seither lagen für die Berechnung des Symmetriequerschnitts von Rahmenecken mit Rechteckquerschnitt eine Reihe von Verfahren vor, die alle von der Berechnung der Spannungen mit einem Querschnitt des stetig gekrümmten Kreisringes mit konzentrischer Berandung ausgingen und welche die Änderung der Faserlänge entsprechend ihrem radialen Abstand berücksichtigen. Sie beziehen sich zur Vereinfachung auf den Fall reiner Biegung. Angenommen wurde weiterhin, daß die Querschnitte eben und senkrecht zur gebogenen Mittellinie bleiben. Mit diesen Annahmen rechneten die Autoren E. Winkler, H. Resal, F. Grashof, R. Bredt und C. Bach [3]. Eine Reihe anderer, wie Müller-Breslau und Andrews [4] erweiterten die Annahmen, indem sie die Querdehnung mitberücksichtigten, die Radialspannungen zwischen den Längsfasern aber vernachlässigten, somit also auch die Gleichgewichtsbedingungen noch nicht ganz erfüllten. Erst Pfleiderer [5] fügte diese seiner Berechnung ein und konnte zeigen, daß sie insbesondere bei kleinen Krümmungshalbmessern bedeutende Werte annehmen. H. Golovin [6] versuchte demgegenüber die strenge Lösung für das ebene Problem unter Benutzung der Airyschen Spannungsfunktion und für den Angriff eines Momentes oder für die Biegung infolge einer Einzelkraft. Aus allen Berechnungen ergibt sich eine etwa hyperbolische Ver-

Aus allen Berechnungen ergibt sich eine etwa hyperbolische Verteilung der Tangentialspannungen über den Querschnitt, die insbesondere bei enger Ausrundung zu sehr hohen Spitzenwerten am inneren Rande ansteigt, also erheblich über der Biegebeanspruchung liegt, die sich aus der Berechnung nach der einfachen Biegungslehre ergibt. Aus einigen der oben angeführten Berechnungsweisen erhält man auch das Verteilungsgesetz der Radialspannungen, die ihr Maximum in der Nähe des inneren Randes erreichen. Die im Querschnitt wirkende Schubspannung wurde bisher noch nicht verfolgt.



Für Rahmenecken mit zusammengesetztem oder gegliedertem Querschnitt gestaltet sich die Berechnung der Spannungen noch schwieriger, da z. B. bei I-Querschnitten die Verformung der Flansche berücksichtigt werden muß. Für die Ecke mit konzentrisch gekrümmten Flanschen hat H. Bleich [2] eine Berechnungsweise angegeben. Er konnte zeigen, daß bei Biegebelastung die Flansche einer Rahmenecke durch radial wirkende Abtriebkräfte verformt werden und daß sie als Folge hiervon einen Spannungsabfall nach den Rändern zu aufweisen, der von der Flanschdicke, der Flanschbreite und dem Krümmungsradius abhängig ist. Liegt die Verteilung der Spannungen über den Querschnitt der Flansche fest, so läßt sich, aufbauend auf einer mittleren Spannungsfläche, die "mittragende Breite" der Flansche und die Verteilung und Größe der Tangentialspannungen im Steg bestimmen.

An Rahmen mit ausspringender Ecke, also mit nicht konzentrisch gekrümmten Flanschen, konnten die Spannungen und ihre Verteilung bisher nur angenähert berechnet werden, indem man annahm, daß die am weitesten außen liegenden Teile des Steges im Symmetriequerschnitt durch die Ecke nur wenig mittragen und deshalb als nicht vorhanden angesehen werden dürfen. Dadurch war die Rechnung auf diejenige mit konzentrischer Krümmung des Randes zurückgeführt.

Das Ziel der in diesem Bericht beschriebenen Versuche war die möglichst weitgehende Klärung des Spannungsverlaufes in der Ecke an Versuchskörpern aus Stahl, die gegenüber praktischen Ausführungen nur mäßig verkleinert waren. Soweit es solche mit I-Querschnitt waren, wurden sie in normalem Schweißverfahren hergestellt. Es sollte die praktisch auftretende Spannungsverteilung soweit als angängig erfaßt und der aus der Rechnung erhaltenen gegenübergestellt werden. Auf Grund der Untersuchung war die Zusammenstellung von Richtlinien für die Berechnung und Konstruktion von Rahmenecken geplant.

II. Die Versuchskörper.

Die zu den Untersuchungen verwendeten Probekörper hatten die in Bild 1 u. 2 dargestellte Form, waren also als einhüftige Rahmen hergestellt, an welche eine zweite auswechselbare Hälfte symmetrisch durch eine Anzahl konischer Schraubenbolzen angefügt werden konnte. Angeliefert wurden zwei Gruppen von Versuchskörpern, solche mit Rechteckquerschnitt von 20 mm Dicke, 200 mm Querschnittshöhe und mit Krümmungsradien des Innenrandes von $\rho = 50$, 100 und 150 mm und solche mit I-Querschnitt mit Innenradien von 100, 150 und 200 mm, bei einer Flanschbreite von 120 mm, einer Flanschdicke von 5 mm und einer Stegblechdicke von 3 mm.

Als Material für die Probekörper mit Rechteckquerschnitt wurde St 52 verwendet, die anderen Körper waren aus St 37 hergestellt. Beide Werkstoffe unterscheiden sich in ihrem elastischen Verhalten und insbesondere in ihrem Elastizitätsmaß nur unwesentlich. Deshalb wurde für beide in der Rechnung und in der Auswertung der Messungsergebnisse das Elastizitätsmaß $E = 2\,150\,000$ kg/cm² angenommen. Besondere Schwierigkeiten aus der verschiedenen Art der Baustoffe waren bei Versuchen innerhalb des elastischen Bereiches nicht zu erwarten.

III. Versuchsdurchführung.

Die Belastung — Horizontalkräfte auf die Auflagerpunkte der Rahmenstiele, wie sie im Belastungsschema der Bilder 1 u. 2 dargestellt sind wurde mit Hilfe einer im Ingenieurlaboratorium für diesen

Zweck hergestellten Belastungsvorrichtung aufgebracht. Diese ist in Bild 3 schematisch wiedergegeben. Auf einem IP 22 wurde an dessen Enden je ein Widerlager fest verschweißt und durch zwei Zugstangen gegen Ausbiegen unter der Belastung gesichert. Zwischen den Widerlagern läuft auf doppelten Führungsrollen ein Wagen, so, daß der Versuchsrahmen mit Hilfe eines Anschluß-



--- Entlastungsrichtung

Bild 3. Belastungsvorrichtung des Rahmens.

bleches und Bolzen von 40 mm Durchmesser einerseits im linken Widerlager und andererseits am Wagen gelenkig und horizontal verschieblich eingesetzt werden konnte. Zwischen dem Wagen und dem zweiten Widerlager war ein Preßtopf für 2 t mit Manometer eingeschaltet, auf dessen Kolben eine mit einem Handrad verbundene Spindel drückte. Um ein Festklemmen des Kolbens zu vermeiden, war zwischen diesem und der Spindel ein Kugelgelenk eingefügt. Vor Beginn und auch mehrfach während der Durchführung der Versuche wurde der Preßtopf mit dem Manometer geeicht. Besondere Vorkehrungen zur Führung der Rahmen während der Belastung in ihrer Ebene waren nicht getroffen. Dieser und andere Umstände machten sich durch zusätzliche Biegemontente senkrecht zur Rahmenebene bemerkbar, sie werden sich aber auch praktisch nie ganz vermeiden lassen. Wie die nachfolgenden Ergebnisse zeigen, wurde durch Mittelbildung der Werte von Vorder- und Rückseite trotzdem gute Übereinstimmung mit der Rechnung erzielt.

Zur Beurteilung des Spannungsverlaufes und der verschiedenen Einflüsse aus Zusatzmomenten senkrecht zur Rahmenebene wurden für beide Ausführungsformen die Spannungsfelder der Rahmenecke mit Hilfe des Dehnungslinienverfahrens (Reißlackverfahrens) [7] entwickelt. Sie gaben schon weitgehenden Aufschluß über Verlauf und mutmaßliche Größe der Spannungen.

Anschließend an die Feststellung des Spannungsfeldes wurden die Meßquerschnitte festgelegt. Ein solcher Schnitt war in der Symmetrielinie durch die Ecke geführt, ein anderer etwa 10 cm von der Aussteifung entfernt im Riegel. Beide waren für die Ecken mit konzentrischer Krümmung des Randes der Berechnung am besten zugänglich. Für die Ecken mit Rechteckquerschnitt wurden dazwischen weitere Meßquerschnitte zur Erfassung des Spannungsüberganges zwischen Stiel und Riegel vorgesehen. In jedem dieser Schnitte wurde eine Reihe von Meßpunkten ausgewählt, in denen sowohl auf der Vorder- als auch auf der Rückseite unter Berücksichtigung des Verlaufes der Hauptspannungen in zwei zueinander senkrechten Richtungen gemessen wurde. Zur Messung wurden Tensometer verwendet, die bei sachgemäßem Anbringen und bei der Größe der Körper gute Ergebnisse lieferten. Die Meßlänge betrug für die Messungen auf dem Stegblech 20 mm und konnte selbst für die Punkte in Nähe des Innenrandes beibehalten werden. Nur für die Messungen an den Flanschen senkrecht zur Rahmenebene mußte eine besondere Meßmethode unter Zuhilfenahme der Tensometer mit Differenzenmeßeinrichtung angewendet werden, da in dieser Richtung die Dehnungen außerordentlich schnell zunahmen und mit der sonst verwendeten Meßmethode erhebliche Fehler ergeben hätten. Besondere Schwierigkeiten bereitete die Anklemmung der Apparate in dieser Richtung am gekrümmten Flansch. Für die gleiche Messung auf der Stegblechseite der inneren Flansche wurde eine Sondervorrichtung zur Anwendung der Differenzenmeßmethode entwickelt, mit deren Hilfe die wichtigsten Punkte in der Nähe der Schweißnaht gut erfaßt wurden.

Die Auswertung der Dehnungsmessungen auf dem Stegblech erfolgte in der für den zweiachsigen Spannungszustand üblichen Weise und ergab die Größe der Tangential-, der Radial- und der Schubspannungen. Die so erhaltenen Spannungswerte für Vorder- und Rückseite wichen infolge von Biegemomenten senkrecht zur Rahmenebene oft erheblich voneinander ab, worauf auch schon die vorher erhaltenen Rißlinienbilder schließen ließen. Die gemittelten Werte aber unterschieden sich nur wenig von den gefundenen. Für die Messungen an den Flanschen wurde zunächst zur Tilgung der Meßfehler ein Ausgleich der aufgenommenen Dehnungskurven vorgenommen, da sonst die Auswertung zu erheblich verzerrten Spannungsflächen geführt hätte (bes. bei der Differenzenmeßmethode). Aus den Dehnungskurven wurden die Spannungen in Abständen von 0,5 cm berechnet und die Verteilungskurve gezeichnet.



Vorderseite Rückseite Bild 4. Trajektorien für eine Ecke R/h = 1 bei Rechteckquerschnitt

mit konzentrischer Berandung.

B. Versuchsergebnisse an Rahmenecken mit Rechteckquerschnitt. (Gruppe I.)

Die Ecken mit konzentrisch gekrümmten Rändern und mit dem Krümmungsverhältnis R/h = 1,0 und 1,25 wurden mit einer Horizontalkraft von P = 1,71 t belastet, diejenigen mit R/h = 0,75 mit P = 1,28 t, um die Maximalspannung am Innenrand nicht über die Fließgrenze hinaus anwachsen zu lassen. Der Hebelarm des Momentes für den Diagonalschnitt berechnet sich aus den Abmessungen der Ecken zu H' = (120 - R) $+ R \cdot \sin 45^\circ$. Das Widerstandsmoment betrug W = 133.3 cm³.

schnitt berteintet als die rein und sollingen der Die Statue – (riso kry + $R \cdot \sin 45^{\circ}$. Das Widerstandsmoment betrug W = 133,3 cm³. Die Entwicklung des Kraftfeldes ergab für alle Ecken ähnliche Bilder, weshalb hier nur das Feld für die Ecke mit R/h = 1,0 besprochen sei. (Bild 4). Im Stiel läßt sich deutlich der Einfluß der Querkraft erkennen. Sie bewirkt eine allmähliche Umlenkung der Trajektorien von einem zum anderen Rand und einen Schnittwinkel zwischen diesen und der Stabachse von 45°. Dagegen verlaufen die Hauptspannungslinien im Riegel, der außer den Biegungsmomenten nur Normalkräfte überträgt, im wesentlichen parallel bzw. senkrecht zu den Rändern des Versuchskörpers und biegen nur in der Nähe der Riegelachse scharf um. In dem Gebiet um den Diagonalschnitt durch die Ecke streben die Linien zum Innenrand hin; dies bedeutet eine Verlagerung der Nullinie nach innen und damit einen Anstieg der Spannung am Innenrand. Hier sei auch auf die Verschiedenartigkeit der Bilder für das Kraftfeld auf Vorder- und Rückseite hingewiesen, welche das zusätzliche Moment senkrecht zur Rahmenebene anzeigt. In Bild 5 sind die aus den Dehnungsmessungen erhaltenen Spannungs-

In Bild 5 sind die aus den Dehnungsmessungen erhaltenen Spannungswerte für die Tangential- und die Radialspannungen im Diagonalschnitt durch die Ecke aufgetragen. Gleichzeitig wurden diese Spannungen nach Winkler bzw. nach der strengen Lösung mit Hilfe der Airyschen Spannungsfunktion berechnet und eingetragen. Nach Winkler berechnet sich die Tangentialspannung zu

 $\sigma = \frac{My}{Fe(r_0 - y)},$

10

囲

1/1

100

Bild 8. Lage der Meßquerschnitte.

Q

Stiel

IV

T

Riegel

=200

wenn nur ein reines Moment wirkt, und ro aus der Gleichung

$$\int \frac{y \, dF}{r_0 - y} = 0$$

bestimmt wird. In diesen Gleichungen bedeuten:

σ die Spannung in tangentialer Richtung,

M das Moment,

- y die Entfernung irgendeiner Faser von der Nullinie,
- F die Querschnittsfläche,
- $e = R r_0$ den Abstand der Nullinie vom Schwerpunkt des Querschnittes, R den Krümmungshalbmesser bis zur Mittellinie.



Die Berechnung der Tangential- und der Radialspannungen mit Hilfe der Airyschen Spannungsfunktion führt zu den Endgleichungen:

$$\sigma_r = \frac{4M}{bC} \left(-\varrho^2 \cdot \ln \frac{r}{\varrho} - r_a^2 \cdot \ln \frac{r_a}{r} + \frac{r_a^2 \varrho^2}{r^2} \cdot \ln \frac{r_a}{\varrho} \right)$$

$$\sigma_t = \frac{4M}{bC} \left(r_a^2 - \varrho^2 - \varrho^2 \cdot \ln \frac{r}{\varrho} - r_a^2 \cdot \ln \frac{r_a}{r} - \frac{r_a^2 \varrho^2}{r^2} \cdot \ln \frac{r_a}{\varrho} \right)$$

wobei $C = (r_a^2 - \rho^2)^2 - 4 r_a^2 \rho^2 (\ln \frac{r_a}{\rho})^2$.

Weitere Bezeichnungen enthält Bild 6, nämlich:

b = Stabdicke,

r = Abstand einer Faser vom Krümmungsmittelpunkt,

- $r_a = \text{Krümmungshalbmesser}$ des Außenrandes,
- g == Krümmungshalbmesser des Innenrandes.



Bild 7. Radialspannungen im Diagonalschnitt in Abhängigkeit vom Krümmungsverhältnis.

Zunächst muß festgestellt werden, daß zwischen den beiden theoretischen und den versuchsmäßig ermittelten Kurven (Bild 5) keine großen Unterschiede bestehen. Die Abweichungen wurden durch Prüfung des Gleichgewichtes für innere und äußere Kräfte ermittelt, indem die Spannungsflächen planimetriert wurden. Es ergaben sich Unterschiede zwischen 0 und 3,4 %, also Fehler, die auf kleine Meßungenauigkeiten und auf unvollkommene Krafteintragung, verursacht durch Reibung an den Bolzengelenken, zurückgeführt werden müssen. Die Radialspannungen erreichen ihr Maximum in der Nähe des Innenrandes und entsprechen in ihrem Vorzeichen über die gesamte Stabhöhe dem Vorzeichen der Tangentialspannungen am gleichen Rande. Mit geringer werdender Ausrundung steigt die Tangentialspannung am Innenrand erheblich an und die Radialspannung verlagert ihr Maximum mehr zu diesem hin.

Bild 7 zeigt den Anstieg der Radialspannungen im Diagonalschnitt in Prozent der Biegespannungen in Abhängigkeit von dem Krümmungsverhältnis. Es sind sowohl die gemessenen, als auch die aus der strengen Lösung errechneten Werte eingetragen. Die Differenz zwischen beiden beträgt nur 0,5 bis 1,6%. Die Messungsergebnisse für die Tangential-und Radialspannungen in den einzelnen Schnitten gemäß Bild 8 ergaben die höchste Spannung am Innenrand, nicht im Diagonalschnitt I-I, sondern im Schnitt II-II, also in einem dem Riegel näheren Gebiet der Ecke (vgl. Bild 15). Im Schnitt III-III macht sich der Einfluß des Riegels bemerkbar, der hyperbolische Charakter der Kurve nimmt ab und nähert sich mehr dem geradlinigen Verlauf, wie er im Riegelschnitt IV-IV dann wirklich vorhanden ist. Ebenso nehmen die Radialspannungen immer mehr ab Bild 10. Schräggerichtete Hauptund sind im Riegel ganz verschwunden.

Ein besonderes und bemerkenswertes Verhalten lassen die Schubspannungen erkennen, die in Bild 9 aufgezeichnet sind. Schon im Diagonalschnitt I-I weichen sie erheblich von der rechnungsmäßigen Verteilung ab und zeigen eine charakteristische Einbuchtung im Kurvenverlauf in der Nähe des Innenrandes. Im Schnitt II-II wird ein Umschlagen der Kurve ins entgegengesetzte Vorzeichen festgestellt und im Schnitt III-III also am Beginn des Riegels - erreichen die Ordinaten der Einzelflächen maximale Werte. Dieses Verhalten ist um so bemerkenswerter, als dort die Querkraft den Wert Null angenommen hat. Wertet man die Gesamtfläche aus, so gleichen sich die Anteile der negativen und der positiven Fläche aus, entsprechen also dem Nullwert der Querkraft.



Eine anschauliche Erklärung dieser Erscheinung gibt Bild 10. Hier entsprechen die Kräfte Z und D Hauptspannungen des Kraftfeldes im Zugbzw. Druckbereich. Infolge ihrer Neigung zum Schnitt erzeugen sie gegensinnig gerichtete Schubspannungen. Eine rechnerische Erfassung der Schubspannungen konnte bisher noch nicht gefunden werden. Sie müßte zum Ziel einer besonderen Versuchsreihe gemacht werden, zumal unter Umständen der Fall eintreten könnte, daß bei besonders kurzstieligen Rahmen, die Schubspannungen für die Dimensionierung bestimmend werden können.

Für die Körper mit ausspringender Ecke waren die gleichen Verhältnisse wie bei denjenigen mit konzentrischer Krümmung der Ränder gewählt, dementsprechend wurden auch die gleichen Horizontalkräfte zur Untersuchung angesetzt. Die Ausrundung der äußeren Ecke war einheitlich mit 50 mm Radius ausgeführt. Das "Widerstandsmoment" im Diagonal-



J Bild 9. Gemessene und gerechnete Schubspannungen in verschiedenen Schnitten.

schnitt war also entsprechend höher. Der Besprechung der Ergebnisse wird wieder die Ecke mit einem Krümmungsverhältnis R/h = 1,0 zugrunde gelegt. Das Trajektorienbild (Bild 11) zeigt grundsätzlich einen der Ecke mit konzentrisch gekrümmten Rändern ähnlichen Verlauf der Haupt-

spannungslinien. Sie biegen im Bereich der Ecke jedoch weiter aus; dies hat eine Verschiebung des Nullpunktes im Spannungsdiagramm und somit auch eine der inneren Rand-Abnahme



spannungen D und Z im Schnitt III - III.



Bild 11. Trajektorien an einer ausspringenden Ecke R/h = 1.

11

spannungen zur Folge. Auch bei diesen Körpern war wieder der Einfluß der Momente senkrecht zur Rahmenebene bemerkbar, wie die unterschiedliche Verteilung der singulären Punkte auf Vorder- und Rückseite andeutete.

Bild 12 stellt die gemessene Spannungsverteilung im Schnitt I-I dar. Bemerkenswert ist der flache Verlauf der Kurven im äußeren Teil der Ecke. Der höchste Wert für die Spannung am Innenrand wurde auch bei dieser Eckausbildung wieder auf dem riegelseitigen Teil (Schnitt II-II) gemessen.



Zum Vergleich sind die Werte, welche C. v. Widdern [8] auf spannungsoptischem Wege für solche Ecken für den Diagonalschnitt ermittelt hat, auf die vorliegenden Abmessungen und Ausrundungsverhältnisse umgerechnet und eingetragen. Sie lassen eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten erkennen. Die Radialspannungen sind in gleicher Weise wie für die Ecke mit konzentrischer Krümmung der Ränder aufgetragen (Bild 13). Sie entsprechen nahezu denen, die sich aus der strengen Lösung für die Ecken mit konzentrischer Krümmung errechnen, weichen jedoch von den Werten nach C. v. Widdern ziemlich ab.

Die Schubspannungen sind in den Schnitten I-IV in Bild 14 aufgetragen und ergeben im wesentlichen den gleichen Verlauf wie diejenigen für die früher besprochenen Ecken. Die Abweichungen gegenüber den angreifenden Kräften und Momenten betrugen bis höchstens 2,8% Weiterhin wurde die Verteilung der Randspannungen am Innenrand unter-



Bild 15 bei konzentrischer Krümmung.



Bild 17 u. 18. Randspannungsziffern in Abhängigkeit von R/h; Bild 17 bei konzentrischer Krümmung.

sucht. In den folgenden Bildern sind die Ergebnisse dieser Untersuchung in Kurven dargestellt, und die ermittelten Spannungswerte als Spannungs- $\frac{\sigma_t}{d}$ aufgetragen, d. h. als Quotient der gemessenen Randziffern a == spannung o, und der in dem von der Krümmung beeinflußten Teil des Riegels auftretenden Randspannung σ_0 . Der Wert α_{iK} bezeichnet die Spannungsziffer am Innenrand bei konzentrischer Krümmung, während der Wert α_{iE} für die ausspringende Ecke gilt.

Bild 15 u. 16 zeigen die Verteilung der Spannungen am Innenrand, an welchem das Maximum der Spannung immer im riegelseitigen Teil der Krümmung auftrat und mit steigendem Krümmungsverhältnis R/h näher an den Beginn des Riegels heranrückte. Nach dem Stiel des Rahmens hin fallen die Kurven infolge des abnehmenden Momentes unter den



Bild 19. Vergleich der absoluten Randspannungen der beiden Ausführungsformen.

> a;-Wert von 1,0 ab. Der Einfluß der Rahmenecke erstreckt sich etwa h/4 - h/5in die geraden Stabteile.

Eine Gesamtübersicht über die größte auftretende Randspannung in Ecken mit Rechteckquerschnitt ermöglichen die Kurven, welche die Abhängigkeit der α_i - bzw. α_a -Werte vom Krümmungsverhältnis angeben (Bild 17 u. 18). In diese Kurvendarstellungen sind zum Vergleich die Versuchswerte und die Rechnungswerte nach Pfleiderer und Winkler bzw. die Versuchswerte nach C. v. Widdern und von Kurzhals eingetragen. Vergleicht man die Werte für die Ecke mit konzentrischer Krümmung der Ränder mit denjenigen mit ausspringender Ecke (vgl. Bild 19), so läßt sich feststellen, daß bei der konzentrischen Krümmung durch die Schwächung des Querschnittes, infolge der äußeren Abrundung, die Spannungen am inneren Rand für die untersuchten Krümmungsverhältnisse etwa 20 % größer sind als bei der ausspringenden Ecke [9].

C. Versuchsergebnisse an Rahmenecken mit zusammengesetztem (gegliedertem) Querschnitt (Gruppe II u. III).

Die Ecken mit konzentrisch gekrümmten Flanschen waren mit einer Horizontalkraft P == 0,924 t und diejenigen mit ausspringen-

dem äußeren Flansch mit P = 0,924 t belastet. Auch diese Versuchskörper wurden zur Entwicklung des Spannungsfeldes mittels des Reißlackverfahrens behandelt. Da die Trajektorienbilder für alle Körper dieser Gruppen im wesentlichen ähnlich sind, sind nur die Bilder für die Ecken mit einem Krümmungsverhältnis R/h = 1,0 näher besprochen. Trotz sorgfältiger Behandlung der Versuchsstücke beim Einbau und trotz des verhältnismäßig großen Widerstandsmomentes für die im Steg liegende Achse des Quer-



Bild 18 bei ausspringender Ecke.

schnittes machten sich auch bei Untersuchung dieser wieder senkrecht zur Rahmenebene wirkende Momente bemerkbar. Noch

stärker aber wirkten sich für die Stege durch die Herstellung (Schweißen der Kehlnähte) bedingte Verwölbungen der Mittelebenen aus. Infolge der bedeutenden Normalkräfte im Bereich der Ecke wurden die Stege, deren Dicke nur 5 mm beträgt, noch weiter verformt und hierdurch recht erhebliche Biegespannungen

erzeugt. Dies zeigen auch die verschiedenartigen Rißlinienbilder für Vorder- und Rückseite des Steges (Bild 20 u. 21).

Besondere Aufmerksamkeit verdient der Trajektorienverlauf auf dem Innenflansch und seine Beeinflussung durch die Aussteifungen. Die Hauptspannungslinien zeigen im Stiel und Riegel keine Abweichung gegenüber ihrem normalen Verhalten. Sie sind parallel bzw. senkrecht zum Rand gerichtet. Erst in der Nähe der Aussteifung krümmen sie sich nach der Flanschmitte ab und lassen deutlich das Ausweichen der Flanschränder im Bereich der Krümmung erkennen. Der Übergang erfolgt infolge der Anordnung von Aussteifungen verhältnismäßig schroff.





Bild 20. Bild 21. Bild 20 u. 21. Trajektorien auf der Vorder- und Rückseite des Steges bei konzentrisch geführten Flanschen.

Vergleicht man mit diesen Trajektorienbildern diejenigen, welche sich für die Versuchkörper mit ausspringenden Ecken ergaben (Bild 22 u. 23), so läßt sich feststellen, daß die neutrale Faser nicht mehr so scharf am Innenrand vorbeigeht und daß auch in den äußeren Teilen der ausspringenden Ecke noch eine Kraftübertragung erfolgt. Das Spannungsfeld auf dem Innenflansch zeigt keine wesentliche Änderung gegenüber dem Feld der vorhergehenden Gruppe. Dagegen waren die Trajektorien auf dem Außenflansch im Bereich der scharfen Krümmung wieder deutlich nach der Mitte und damit nach dem Stegblech abgelenkt (Bild 24).

Die Messungsergebnisse sind in den Bildern 25 u. 26 zusammengestellt. Über dem I-Querschnitt mit den Abmessungen des Diagonalschnittes durch die Ecke sind die einzelnen Spannungswerte aufgetragen. Für die Ecken mit konzentrischer Krümmung der Flansche konnten die Tangentialspannungskurven für den Steg und für die Flansche zum Vergleich auch rechnerisch ermittelt und eingetragen werden. Es wurde dafür zunächst die "mittragende Breite" der Flansche ermittelt, d. i. die Breite, welche bei gleichmäßiger Spannungsverteilung und bei Einhaltung der größten Spannungsordinate in Flanschmitte eine der tatsächlichen entsprechende gleichgroße Spannungsfläche ergibt, und mit welcher die Verteilung der Tangentialspannungen im Steg nach der einfachen Theorie für gekrümmte Stäbe errechnet werden kann. In einer vor kurzem erschienenen Arbeit hat O. Steinhardt [10] einfache Faktoren zur Berechnung der Tangentialspannungen in ge-krümmten, gegliederten Stäben sowie zur Berechnung der zusätzlichen Biegespannungen der Flansche an der Einspannstelle am Steg angegeben, die eine gute Näherung an die genauen Werte ermöglichen. Diese Methode vermeidet die Auswertung der trigonometrischen und hyperbolischen Funktionen, die ohne Tabellenwerke nicht möglich ist.



Bild 24. Trajektorienverlauf auf dem Innenflansch.

Es ergab sich dabei eine gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch. Insbesondere die Spitzenspannungen im Steg und in den Flanschen schlossen gut aneinander an. An einigen Stellen in den Flanschen sind kleine Abweichungen der gemessenen von den gerechneten Werten festzustellen, doch liegen die Meßwerte an einer Seite innerhalb, auf der anderen Seite außerhalb der theoretischen Kurven, was auf die Einwirkung von Biegemomenten senkrecht zur Rahmenebene zurückgeführt werden muß. In der Krümmung des Außenflansches für die Körper mit ausspringender Ecke fallen die Spannungen auf sehr kleine Werte ab. Sie wurden schon vor der Ecke an den Steg abgegeben, der sich dementsprechend weitgehend an der Übertragung beteiligt (Bild 26). Sehr aufschlußreich ist bei der Versuchsgruppe III der Vergleich der eingetragenen theoretischen Kurven für die Tangentialspannungen σ_t mit den wirklich vorhandenen, gemessenen Werten. Die Versuchsergebnisse zeigen klar, daß die Ansicht mancher Fachleute [11] — nämlich die Mitwirkung der ausspringenden Ecke sei vernachlässigbar gering und darum für die Berechnung der äußere Flansch konzentrisch zum inneren geführt anzunehmen





— unzutreffend ist und für die Berechnung der Tragfähigkeit einer solchen Rahmenecke zu ungünstige Resultate ergibt. Die weiter nach außen liegenden Teile des Querschnittes beteiligen sich erheblich an der Kraftübernahme und entlasten den Innenrand. Auch für diese Gruppe von Rahmenecken konnte wieder die stark ungleichmäßige Verteilung der Spannungen über den Flansch in der Krümmung nachgewiesen werden.

Die Abminderung der Spannungshöchstwerte am Innenrand gegenüber den Ecken gleicher Abmessungen und mit konzentrisch gekrümmten Rändern beträgt bei den einzelnen Ausrundungsverhältnissen 7, 24 und $25^{\circ}/_{0}$, wobei der erstere Wert wegen der stark ungleichmäßigen Spannungsverteilung im Flansch nicht zu verallgemeinern ist. Gleichzeitig mit den Normalspannungen σ_{l} treten auch noch Biegespannungen in den Flanschen an der Einspannstelle über dem Steg auf, die sich direkt proportional zu den Normalspannungen σ_{l} ergeben [10].

Die genauere rechnerische Erfassung der Spannungswerte in Ecken mit ausspringendem äußeren Flansch dürfte auf große Schwierigkeiten stoßen und ließe sich wohl am besten durch einen Beiwert erfassen, der jedoch durch weitere Versuche betreffs seiner Abhängigkeit von den verschiedenen Faktoren klarer umschrieben werden müßte.



Bild 25. Spannungsmessungen an Rahmenecken mit I-Querschnitt mit runden Ecken.

Für die Rechnung ist die richtige Festlegung der freien Kraglänge der Flansche wesentlich. Bei geschweißten Versuchskörpern muß dabei die Schweißnaht richtig eingeschätzt werden. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, diese Länge zu

$$l = \frac{B}{2} - \left(\frac{d}{2} + \frac{2}{3} \cdot s\right)$$

anzunchmen, wobei

B die Gesamtbreite des Flansches,

d die Stegdicke,

s die Schenkellänge der Schweißnaht

bedeuten.

Die Radialspannungen im Stegblech wurden ebenfalls in den Bildern 25 u. 26 als Meßkurven eingetragen und lassen ein Anwachsen bei kleiner werdendem Krümmungs- (+860) verhältnis erkennen. Sie setzen sich aus der Spannung infolge Verformung des Stegbleches (siehe Ecken mit Rechteckquerschnitt) und der radial gerichteten Ablenkwirkung des inneren Flansches zusammen. Letztere läßt sich rechnungsmäßig in der Nähe des Innenflansches einfach erfassen. Denn da die radial gerichtete Ablenkwirkung des inneren Flansches für die Längeneinheit des Bogens sich zu

$$R_i = \frac{\sigma_{t_0} t B_i}{r_i}$$

ergibt, wobei B_i die reduzierte Flanschbreite [vgl. (9,], t die Flanschstärke, r_i den Krümmungsradius und σ_{t_0} die größte Flanschspannung bedeuten, so ergibt sich

$$r_i = \frac{R_i}{d}$$
, $d =$ Stegdicke.

Die Schubspannungen im Stegblech wurden für die Versuchsgruppen II und III nicht weiter verfolgt, da sie nur sehr klein und somit auch durch die Messung nicht gut erfaßbar sind. Ungenauigkeiten und kleine Meßfehler hätten in diesem Fall nur zu unklaren Ergebnissen geführt. Die Untersuchung müßte an Versuchskörpern erfolgen, die besonders im Hinblick auf ihre Ermittlung bemessen und belastet sind.

Zur Kontrolle der Messungen wurde durch Gegenüberstellung der inneren und äußeren Momente und Kräfte der Versuchsfehler festgestellt. Er bewegte sich bei den der Messung nur schwer zugänglichen Ecken mit zusammengesetztem Querschnitt zwischen 3 und 8 %, wobei berücksichtigt werden muß, daß die Mcßwerte durch Momente senkrecht zur Rahmenebene beeinflußt waren.

D. Zusammenfassung.

Insgesamt kann festgestellt werden, daß es mit Hilfe der gewählten Untersuchungsmethode (Dehnungslinien Reißlackverfahren und Tensometermessung) möglich ist, weitgehenden Einblick in den Spannungsfluß bei Rahmenecken zu gewinnen, selbst wenn diese räumlich ausgebildet sind. Die Körper bestanden aus dem gleichen Material, wie es auch im Bauwesen verwendet wird, und waren nur mäßig verkleinert.

Die sich ergebenden Fehler hielten sich in sehr geringen Grenzen und sind praktisch bedeutungslos. Bei der Berechnung von Rahmenecken ist infolge des Vorhandenseins von im wesentlichen ebenen Spannungszuständen nicht allein die Tangential- sondern auch die Radialund die Schubspannung zu beachten, wenngleich in den meisten Fällen die erstere für die Dimensionierung und für das Erreichen des Fließzustandes bestimmend sein wird.

Bezüglich der Spannungen ist folgendes festzustellen: 1. Rechteckquerschnitt, konzentrische Krümmung der Ränder: Die Tangentialspannung am Innenrand steigt mit abnehmendem Krümmungsradius erheblich an. Das Maximum dieser Spannung liegt zwischen Diagonalschnitt und Riegel und wandert mit zunchmendem Radius nach dem Riegel hin. Der Einfluß der Krümmung erstreckt sich noch um etwa h/4 bis h/5 in die geraden Teile von Stiel und Riegel. Die strenge mathematische Berechnung ergibt gute Übereinstimmung mit den Meßwerten und ermöglicht auch die Erfassung der Radialspannungen. Letztere erreichen in der Nähe des Innenrandes ihr Maximum. Die Schubspannungsverteilung läßt sich in Übereinstimmung mit der Messung noch nicht berechnen, nimmt aber große örtliche Werte an. Es wäre zweckmäßig, dieser Frage in Zukunft durch spezielle Untersuchungen besondere Beachtung zuzuwenden.

2. Rechteckquerschnitt mit ausspringendem äußeren Rand: Im wesentlichen gelten hierfür die gleichen Feststellungen, wie sie im vorhergehenden Abschnitt angegeben wurden. Bemerkenswert ist der günstige Einfluß des größeren Querschnitts in der Diagonalen durch die Ecke auf die Spannungsverteilung, die dadurch innen ungefähr 20% niedrigere Randspannungswerte erhält. Ein einfacher und genauer Rechnungsansatz zur Ermittlung der Tangential- und Radialspannungen ist noch nicht möglich.



Bild 26. Spannungsmessungen an Rahmenecken mit I - Querschnitt mit ausspringenden Ecken.

3. I-Querschnitt mit konzentrisch gekrümmten Flanschen: Dic Tangentialspannung ist in erheblichem Maße von der Verteilung der Spannungen in den Flanschen abhängig. Sie entspricht gut den berechneten Werten, die sich aus der Biegungstheorie für gekrümmte Stäbe ableiten lassen, wenn die "mittragende Breite" der Flansche bekannt ist. Die Verteilung der Längsspannungen über die Breite der Flansche ist von deren Biegesteifigkeit bzw. deren Aussteifung sowie vom Krümmungsradius weitgehend beeinflußt. Für die meisten praktischen Fälle ist der Spannungsabfall nach den Rändern hin so groß, daß in den äußeren Fasern der Flansche sogar Zugspannungen auftreten. Es ist unbedingt erforderlich, diese Verhältnisse durch hinreichend genaue Rechnung zu berücksichtigen (vgl. [9]).

Die Radialspannung im Steg muß für die Ermittlung der "Beanspruchung" des Steges in Nähe des Innenflansches beachtet werden. Eine gut angenäherte Berechnungsweise für ihre Größe (s. Schluß des Abschnittes C.) kann aus den Tangentialspannungen abgeleitet werden. Die Schubspannungen sind im allgemeinen für den Steg klein und werden nur bei kurzstieligen Rahmen Werte annehmen, die zu beachten sind. Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung konnten sie nicht verfolgt werden, sie müssen durch speziell ausgebildete Versuchskörper in einer besonderen Reihe erforscht werden.

4. I-Querschnitt mit ausspringendem äußeren Rand: Die Verteilung der Spannungen entspricht im wesentlichen derjenigen der vorhergehenden Gruppe. Der Maximalwert am Innengurt kann durch Verhältniszahlen zur vorhergehenden Gruppe erfaßt werden. Der vergrößerte Querschnitt im Diagonalschnitt durch die Ecke setzt die Spannungen bei gleichem Krümmungsverhältnis herab. Die von Bleich vorgeschlagene Berechnung solcher Ecken unter Vernachlässigung des ausspringenden Teiles ergibt zu ungünstige Werte, da die Verteilung der Spannungen nicht, wie dort angenommen, in erster Ordnung vom Querschnitt des Innengurtes und seiner Krümmung abhängt.

Es können unter Beachtung der erhaltenen Ergebnisse folgende Gesichtspunkte für die konstruktive Ausbildung von Rahmenecken angegeben werden:

1. Es ist immer zweckmäßig, im Bereich der Krümmung die Ecke unsymmetrisch auszubilden, also die Innenflansche kräftiger als die Außenflansche zu bemessen.

2. Das Stegblech sollte im Eckbereich stärker gewählt werden als im übrigen Teil der Konstruktion, insbesondere am Innenrand, um die Spannungen dort in zulässigen Grenzen zu halten.

3. Aussteifungen sind zur Vergrößerung der mittragenden Breite, also zur gleichmäßigen Verteilung der Spannungen über die Flanschbreite, immer zweckmäßig. Sie brauchen nicht bis zum Außenrand der Flansche geführt zu werden, vielmehr genügt schon eine Länge von ungefähr 2/a der freien Kraglänge. Desgleichen brauchen sie nur mit der gleichen Länge in das Stegblech hineingeführt zu werden. Ihr Abstand untereinander soll die freie Kraglänge der Flansche möglichst nicht überschreiten.

Zum Schluß sei dem Deutschen Stahlbau-Verband für die Unterstützung dieser Versuche sowie der M. A. N., welche die Herstellung der Versuchskörper kostenlos übernahm, bestens gedankt.

Zu besonderem Dank sind wir auch den Herren Dr.=Sug. H. E. Kayser und Dr.=Jng. Steinhardt verpflichtet, welche durch die Anfertigung ihrer Doktor-Arbeiten und der damit verbundenen tieferen Einsichtnahme in spezielle Fragen der Festigkeitslehre die Versuche maßgebend gefördert haben.

- Schrifttum.
- Campus. II. Kongreß der Internationalen Vereinigung f
 ür Br
 ücken-bau und Hochbau, Berlin-M
 ünchen 1936. Vorbericht S. 909 ff.
- [2] H. Bleich, Stahlbau 1933, Heft 1, S. 3. [3] Winkler, Civ. Ing. 1858, Bd. 4, S. 232. Resal, Annales des mines 1862, S. 617. Grashof, Theorie von der Elastizität und Festigkeit. 1878. Bredt, Z. d. VdI 1895, Bd. 39, S. 1054. Bach: Elastizität und Festigkeit, Berlin 1911.
- [4] Müller-Breslau, Neuere Methoden. 1924.
- Andrews, Theory of stresses in crane and coppling hocks Drapers Co. Research Mem. 1904.
- Pfleiderer, Z. d. VdI 1907, Bd. 61, S. 209.
- Golovin, Berichte des technologischen Institutes St. Petersburg 1881. [6]
- Kayser u. Herzog, Bautechn. 1936, Heft 23, S. 310.
- [8] C. v. Widdern, Mltt. d. Mech.-Techu. Labor. d. T. H. München, 3. Folge, 1930. H. 34.
- [9] Kayser. Dissertation T. H. Darmstadt 1938.
- [10] Steinhardt, Dissertation T. H. Darmstadt 1938.
- [11] Fr. Bleich, Stahlhochbauten 1936, Bd. II, S. 639ff.

Verschiedenes.

Die tschechoslowakischen Brückennormen. In der Tschecho-slowakei galt bisher für Eisenbahnbrücken noch die Verordnung vom Jahre 1904 mit einer Ergänzung durch einen Erlaß des Eisenbahn-ministeriums aus dem Jahre 1921. Straßenbrücken wurden nach einem von Sektionschef Ing. G. Hermann herrührenden, 1924 veröffentlichten Detwurde alnue Vorenhung für Straßenbrücken bescheltet. Die Inter-Entwurfe einer Verordnung für Straßenbrücken bearbeitet. Die interessierten Fachkreise strebten aber schon lange danach, einheitliche für alle Brückenwerkstoffe geltende Brückennormen zu schaffen, die sowohl Eisenbahn- als auch Straßenbrücken umfassen sollten. Der Einsicht der beteiligten Ministerien, des Eisenbahnministeriums und des Ministeriums für öffentliche Arbeiten einerseits, und der opferwilligen Mitarbeit der Vertreter der Behörden, der Bauindustrie und der Technischen Hoch-schulen andererseits, ist es zu danken, daß als Ergebnis mehrjähriger Zusammenarbeit seit Mitte 1937 der I. Teil der Einheitlichen Brücken-ordnung, Entwerfen von Brücken, fertig vorliegt; die deutsche Ausgabe ist Ende März 1938 erschienen.

Erleichtert wurden die Arbeiten des bei der tschechoslowakischen Erleichtert wurden die Arbeilen des bei der tschechoslowakischen Normengesellschaft eingesetzten Fachausschusses "Einheitliche Brücken-ordnung" dadurch, daß bereits im Jahre 1931 die Vorschriften für Beton-bauten erschienen waren, die sowohl für Hoch- als auch Brückenbauten Geltung hatten¹). Diese Vorschriften wurden mit geringen Änderungen in die neuen Brückennormen übernommen. Auch die Berechnungsvorschriften für mittig und außermittig gedrückte Säulen aus Beton und Eisenbeton wurden ungeändert gelassen, obwohl neuere Versuchsergebnisse und theoretische Erkenntnisse das Beispiel der schweizerischen Normen nach-ahmenswert erscheinen ließen und obwohl in den bezüglichen Stahl-vorschriften diese neueren Erkenntnisse weitgebend berücksichtigt wurden vorschriften diese neueren Erkenntnisse weltgehend berücksichtigt wurden.

Der vorliegende I. Teil der Einheitlichen Brückenordnung "Entwerfen

von Brücken" trägt die Bezeichnung (SN 1230-1937; weitere Teile über "Ausführung von Brücken", "Geschweißte Brücken" und "Überwachung und Instandhaltung von Brücken" sollen folgen. Die Norm behandelt in 13 Hauptabschnitten die einleitenden Be-stimmungen, den Bauentwurf, die Raumgewichte der Baustoffe, die Elastizitätsmodule und Wärmedehnzahlen, die räumliche Anordnung und Belastung der Eisenbahn-, Straßen- und Fußgängerbrücken sowie der Brücken mit Straßen- und Eisenbahnverkehr, die zulässigen Beanspruchun-gen der Baustoffe, die statische Berechnung und bauliche Durchbildung gen der Baustoffe, die statische Berechnung und bauliche Durchbildung von Stahl-, Beton- und Eisenbeton-, Stein- und Ziegel- sowie Holzbrücken und schließlich bestehende Brücken. Sie enthält auch ein Nomogramm der Stoßzahlen und in einem Anhang die Biegemomente, Querkräfte und Querträgerbelastungen von Eisenbahnbrücken.

Im folgenden sollen nur die Bestimmungen besprochen werden, von denen angenommen werden kann, daß sie allgemeineres Interesse bieten oder die von anderen Vorschriften stärker abweichen. Da die Norm betreffend Betonbrücken von den an anderer Stelle bereits besprochenen Vorschriften für Betonbauten von den an anderer Stehe Breits bespickheiten Vorschriften für Betonbauten nur wenig abweicht und eine Behandlung dieser Brücken sowie der Stein-, Ziegel- und Holzbrücken über den Rahmen dieser Zeitschrift hinausgehen würde, beschränken sich die fol-genden Ausführungen in der Hauptsache auf Stahlbrücken und auf die allen Brücken gemeinsamen Bestimmungen.

Bei der Belastung der Brücken wird unterschieden zwischen der Haupibelastung, zu der die ständige und Verkehrslast sowie die Seitenkräfte offener Brückenteile zählen, und der Zusatzbelastung, zu der unter anderem auch der Einfluß der Wärmeschwankungen und des Schwindens des Betons gerechnet wird. Der Lastenzug besteht bei den Eisenbahn-brücken I. Klasse aus zwei Tenderlokomotiven mit je sechs Achsen zu - Achsabstände wie bei der Lokomotive der schweizerischen Vor-25 t schriften — und einschlig oder beiderseitig angehängten Wagen mit vier Achsen zu 20 t, 10 m Gesamtlänge und Achsabständen 1,5 + 4,0 + 1,5 m, Achsen zu 20 t, 10 m Gesamtlange und Achsabstanden 1,5 \pm 4,0 \pm 1,5 m, bei den Eisenbahnbrücken II. Klasse aus zwei Tenderlokomotiven mit sechs Achsen zu 20 t und ebenfalls ein- oder beiderseitig angehängten Wagen derselben Art wie bei Klasse I, wobei aber auch der Einfluß einer Lastengruppe, bestehend aus zwei 1,5 m voneinander entfernten Achsen zu je 25 t zu untersuchen ist. Zur Vereinfachung der Auswertung von aus mehreren Teilen wechselnden Vorzeichens bestehenden Einflußlinien kann der ideelle Lastenzug belieblig getrennt und die Achszahl der Fahrzeuge der ideelle Lastenzug beliebig getrennt und die Achszahl der Fahrzeuge

1) In B. u. E. 1932 berichtete darüber Dr. F. Lauser.

beliebig vermindert werden. Bei doppelgleisigen Brücken ist auch der Be-lastungsfall "Gleichzeitiges Befahren in gleicher Richtung" zu untersuchen. Die Straßenbrücken sind nach ihrer Tragfähigkeit in Brücken I., II. und III. Klasse eingeteilt; diesen drei Klassen entsprechen genormte Regellasten. Als Verkehrslast ist entweder eine Straßenwalze der betreffenden Klasse oder für jede Spur von 2,5 m Breite ein Lastkraftwagen in ungünstigster Stellung und gleichmäßig verteilte Belastung (Menschengedränge) vor ihm und hinter ihm sowie auf den Gehwegen anzunehmen. Durch die Wahl dieser Belastungen wurde auch hier eine Vereinfachung der Berechnung erzielt und die Vortäuschung einer übergroßen Genauigkeit vermieden.

Die dynamischen Einflüsse der bewegten Lasten werden durch Ein-führung einer Stoßzahl entsprechend den französischen Vorschriften berücksichtigt:

$$\vartheta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 l} + \frac{0.6}{1+4 \cdot \frac{g}{p}}$$

Dabei bedeuten *l* die Stützweite des Tragteils oder des ganzen Tragwerks in m, g die gesamte ständige Last auf die gleiche Stützweite, p die gesamte Verkehrslast, die auf dem Tragteil untergebracht werden kann. Bei durchlaufenden Tragwerken ist als Stützweite die Entfernung von Pfeiler zu Pfeiler im größten Feld einzuführen. Durch diese Bestimmung wird bei ungleichen Feldweiten die unbequeme Wahl ungleicher Stoß-zahlen vermieden und tellweise der Tatsache Rechnung getragen, daß durchlaufende Träger sich hinsichtlich der dynamischen Einflüsse günstiger verhalten als einfache Träger verhalten als einfache Träger

Liegen die Schienenstöße außerhalb der Brücke oder sind sie geschweißt, so darf mit einer um 0,15 (δ – 1) verminderten Stoßzahl gerechnet werden; tragen dagegen die Träger unmittelbar die Schienen, so ist die Stoßzahl um 0,1 zu erhöhen. Die Formel für δ liefert bei

kleinen Spannweiten und ungünstigem Verhältnis $\frac{g}{p}$ zu große Werte, die

mit ausgeführten Messungen nicht in Einklang stehen. Die Stoßzahl wurde deshalb für stählerne Eisenbahnbrücken ohne bzw. mit Schotter-

wurde deshalb für stählerne Eisenbahnbrücken ohne bzw. mit Schotter-bettung mit 1,6 bzw. 1,5, bei stählernen Straßenbrücken mit 1,4 begrenzt; für Massivbrücken, Eisenbahn- wie Straßenbrücken, gilt 1,4 als Höchstwert. Der Einfluß der Wärmeschwankungen wird in der gleichen Weise berück-sichtigt wie in den DIN-Vorschriften, nur zählt er hier, wie bereits erwähnt, zu den Zusatzbelastungen; ebenso besteht auch bei den übrigen Zusatzkräften Übereinstimmung mit DIN 1072 bzw. den Vorschriften der Deutschen Reichs-bahn, ausgenommen die Seitenstöße bei Eisenbahnbrücken, die hier mit ¹/₂₀ der Achsdrücke des betreffenden Lastenzuges anzunehmen sind. Die Brückenbreite richtet sich nach der Straßentype (Typen I bis IV). Für Hauptstaatsstraßen sind außerdem bei Type A zwei nebeneinander liegende Brücken wie bei Type I, bei Type B eine um 3 m verbreiterte Brücke der Straßentype I vorgeschen.

Brücke der Straßentype I vorgeschen.

Als Werkstoffe der stählernen Brücken kommen in Betracht: Stahl C 37 mit 37 — 45 kg/mm² Festigkeit, für den die Stahlwerke eine Mindest-streckgrenze von 23 kg/mm² gewährleisten, und Stahl C 52 mit 52 — 64 kg/mm² Festigkeit und einer Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm². 52 - 64 kg/mm² Festigkelt und einer Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm². Die zulässigen Beanspruchungen betragen bei Tragwerken aus C 37 für Zug und Druck unter der Wirkung der Hauptbelastung 1300 bzw. unter der Wirkung der Haupt- und Zusatzbelastungen 1500 kg/cm², für Schub 1000 bzw. 1200 kg/cm². Tragwerke aus Stahl C 52 dürfen um 50% höher beansprucht werden. Die Höhe dieser Beanspruchungen steht im Zusammen-hang mit der Formel für die Stoßzahl, die bei großen und mittleren Spannweiten im allgemeinen niedrigere Werte liefert als die deutschen Formele. Bei kleinen Stützweiten wie ich bei Eberbahnträgerer im Betrecht Formeln. Bei kleinen Stützweiten, wie sie bei Fahrbahnträgern in Betracht kommen, sind die Werte der französischen Formel verhältnismäßig groß, so daß, da auch die vorgeschriebenen Höchstwerte von δ größer sind als die deutschen, die zulässige Beanspruchung aber niedriger ist, sich sowohl bei Eisenbahn- als auch Straßenbrücken schwerere Fahrbahnträger ergeben.

Trotzdem bereits vor 45 Jahren Melan in der klassischen Arbeit "Über die dynamische Wirkung bewegter Lasten auf Brücken" seine bekannte Formel für die Stoßzahlen aufgestellt hat, und in der Zwischen-zeit Theorie und Versuch sich ständig weiter mit dieser Frage beschäftigt haben, ist das Problem der Stoßzahlen und damit im Zusammenhange das der zulässigen Beanspruchungen im Brückenbau noch nicht einwand-

frei gelöst. Die Untersuchungen der Deutschen Reichsbahn, über die Reichsbahnoberrat Dr. Krabbe im letzten Jahrgang dieser Zeitschrift berichtet hat, haben uns aber dem Ziel bereits näher gebracht. Sie lassen den Schluß zu, daß die Stoßzahlen für Hauptträger mittlerer und größerer den Schlub zu, dab die Stobzahlen für Haupfträger mitterer und groberer Spannweite überschätzt worden sind, so daß die französische Formel, die für diese Spannweiten kleinere Werte liefert, angewandt werden könnte, ohne die zulässigen Beanspruchungen auf 1300 bzw. 1500 kg/cm² herab-setzen zu müssen — wenn nicht überhaupt die dynamischen Einflüsse der bewegten Lasten in anderer Weise berücksichtigt werden. Die Frage, ob bei den Fahrbahnträgern die Stoßzahlen bzw. deren Höchstwerte ver-mindert werden können, bleibt aber noch weiter offen

mindert werden können, bleibt aber noch weiter offen. Niete und Paßschrauben aus Stahl C 34 dürfen unter der Haupt-belastung mit 900 kg/cm² (~0,7 d_{zul}) auf Abscheren und mit 2100 kg/cm² $(\sim 1,6 \sigma_{zul})$ auf Lochwandungsdruck beansprucht werden; beide Werte liegen unter den bezüglichen deutschen Vorschriften. Noch größer ist der Unterschied bei den Nieten und Paßschrauben aus C 44, die für Tragwerke aus C 52 verwendet werden und deren zulässige Beanspruchungen betragen: 1150 kg/cm² ($\sim 0.6 \sigma_{zul}$) auf Abscheren und 2650 kg/cm² ($\sim 1.35 \sigma_{zul}$) auf Lochwandungsdruck. Die angegebenen Werte gelten unter der Wirkung der Hauptbelastung. Aus ihnen wie aus den zulässigen Beanspruchungen des Werkstoffs im Tragwerk und den Stoßzahlen für kleine Stützweiten

des Werkstolls im Tragwerk und den Stolzahlen für kleine Stutzweiten Ist zu erkennen, daß die Norm eine möglichst steife Fahrbahn anstrebt; die Praxis wird zeigen, ob diese Werte nicht doch zu niedrig gewählt wurden. Bei wechselnd auf Zug und Druck beanspruchten Brückenteilen ist die zulässige Beanspruchung des Tragwerks und der Niete auf

ist die zulässige Beanspruchung des Tragwerks und der Niete auf $\sigma'_{zul} = \sigma_{zul} \left(1 - m \frac{S_{min}}{S_{max}}\right)$ zu erniedrigen, wobei der Beiwert *m* für Stahl C 37 mit 0,3, für Stahl C 52 mt 0,5 einzusetzen ist. Um nicht zu schwache Verbände zu erhalten, sind die zulässigen Beanspruchungen dieser Tragteile niedriger vorgeschrieben als die der Hauptträger. Während aber für Stahl C 37 ein Unterschied gemacht wird zwischen Eisenbahnbrücken (1000) und Straßenbrücken (1100), darf Stahl C 52 bei beiden Brückenarten nur mit 1500 kg/cm² beansprucht werden. In gleichem Verhältnis sind auch die zulässigen Beanspruchungen der Niete herabgesetzt.

beiden Brückenarten nur mit 1500 kg/cm² beansprucht werden. In gleichem Verhältnis sind auch die zulässigen Beanspruchungen der Niete herabgesetzt. Der Abschnitt "Statische Berechnung von stählernen Brücken" enthält eingehende Angaben über die Berechnung von vollwandigen und gegliederten Trägern. Die Stegbleche der Vollwandträger sind auf ihre Sicherheit gegen Ausbeulen zu untersuchen; die Norm schreibt aber nicht vor, wie dieser Nachweis zu erbringen ist und führt nur als Beispiel die Überprüfung der Stegdicke am Auflager eines einfachen Balkens nach der Bielchschen Formel an. Der Druckgurt eines Vollwandbalkens ist für die Gurtkraft wie ein freier Druckstab mit einer Länge gleich der Entfernung seiner seitlich gehaltenen Punkte auf Knicksicherheit zu unter-suchen, wobei der Zusammenhang mit dem Steg dadurch näherungsweise suchen, wobei der Zusammenhang mit dem Steg dadurch näherungsweise berücksichtigt erscheint, daß die zulässige Beanspruchung bei Stahl C 37 auf 1500 und bei Stahl C 52 auf 2250 kg/cm² erhöht werden darf. Eben-so ist auch vorzugehen, wenn der Vollwandträger außer durch ein Moment noch durch eine Längskraft (Druck) beansprucht wird, wobei in die Gurtkraft auch der Anteil von der Längskraft einzurechnen ist.

Ist ein vollwandiger Träger nicht ganz ausgenutzt, so sind die Trag-momente aus der größten rechnungsmäßigen Biegespannung zu ermitteln und mit ihnen in der Materialverteilung die theoretischen Gurtplattenlängen zu bestimmen. Dadurch wird bei einer späteren allfälligen Belastungs-steigerung die volle Ausnutzung des Querschnittüberschusses ermöglicht. Längs- und Querträger sind im allgemeinen als einfache Balkenträger zu bestehnen erstere auch dann wenn sin über den Ouerträger durch

zu berechnen, erstere auch dann, wenn sie über den Querträgern durch-geführt werden, doch ist auch die Berechnung als durchlaufende Träger zulässig, wenn die Durchbiegungen der Querträger berücksichtigt werden. Auf die Anordnung von Durchlaufplatten beim Anschluß der Längsträger

Auf die Anordnung von Dürchlaufplatten beim Anschluß der Langsträger wird auch bei Eisenbahnbrücken verzichtet. Die Berechnungsvorschriften für gedrückte Stäbe wurden grundlegend geändert. Nicht nur, daß die Untersuchung auf Knicksicherheit von dem mit gewissen unvermeidlichen Fehlerhebeln (Außermittigkeiten) behafteten Stab ausgeht, auch der Einfluß der rechnungsmäßig erfaßbaren Momente, die im Stab neben der Druckkraft auftreten, auf die Tragfähigkeit werden In einer den neueren Erkenntnissen auf diesem Gebiete Rechnung tragenden Weise berücksichtigt. Die Berechnung gedrückter Stäbe beruht auf der Linie der kritischen Spannungen, die sich für einen Stab ergeben, bel dem die Längskraft S an beiden Enden um je einen Betrag $p = \frac{\iota}{700}$ nach der gleichen Seite von der Achse abweicht, der also ein Außermittigkeitsverhältnis (Fehlerhebel zu Kernweite) des Querschnitts $m = \frac{p}{b} = 0,0025 \lambda$ aufweist (λ = Schlankheitsgrad). Diese Linie der kritischen Spannungen, die an die Stelle der Knickspannungslinie des mittig gedrückten Stabes tritt, wird im Bereich der Schlankheitsgrade $20 < \lambda < 125$ (130) durch eine Gerade ersetzt und vereinfacht, der übrige Teil durch eine transformierte kubische Hyperbel dargestellt. Daraus ergibt sich mit einer Sicherheit, die bei gedrungenen und mittelschlanken Stäben annähernd gleich bleibt, bei größeren Schlankheitsgraden allmählich von 2 auf 2,4 (λ = 200) an-stelgt, eine Linie der zulässigen Beanspruchungen σ_{dzul} , die auch aus einer Geraden = $20 < \lambda < 130$ (110) = und einer kubischen Hyperbel

einer Geraden — $20 < \lambda < 130(110)$ — und einer kubischen Hyperbel besteht²). Damit erhält man die den ω -Werten entsprechenden Knick-

zahlen $c = \frac{\sigma_{zu1}}{\sigma_{d zu1}}$, wie sie in der Norm angeführt sind.

2) Vgl. den Aufsatz des Verfassers "Stabilitätsfragen in den tschecho-slowakischen Brückennormen", HDI-Mitteilungen des Hauptvereins Deutscher Ingenieure in der Tschechoslowakei 1937.

Auch der Berechnung außermittig gedrückter Stäbe (die außer durch eine Druckkraft noch durch Momente beansprucht werden) liegt ein Belastungsfall zugrunde, bei dem zu der mittig wirkenden Längskraft S an beiden Enden gleich große, nach der gleichen Seite biegende Momente M = S p hinzu kommen. Zu det gegebenen Außermittigkeit $m = -\frac{p}{r}$ addiert sich noch die früher erwähnte unvermeidliche Außermittigkeit 0,0025 λ (entsprechend einem Fehlerhebel $p = \frac{l}{700}$), so daß mit einer

gesamten Außermittigkeit $\overline{m} = m + 0,0025 \lambda$ zu rechnen ist. Die einer bestimmten Außermittigkeit m bzw. m zugeordnete kritische Spannung σ_k^m wenn man darunter die Schwerpunktspannung versteht, die dem nach Überschreiten der Streckgrenze in der Randfaser und teilweiser Plasti-zierung des Querschnitts eintretenden instabilen Gleichgewichtszustande entspricht, ist von der Querschnittform abhängig. Mittlere Verhältnisse liegen etwa beim Rechteckquerschnitt vor, weshalb dessen du Werte der

Norm zugrunde gelegt wurden. Das Verhältnis $c_3 = \frac{\sigma_k}{\sigma_k^m}$ kann bei An-

nahme gleicher Sicherheit für den nur mit den unvermeidlichen Fehlerhebeln behafteten gedrückten Stab und den Druckstab mit einer Außermittigkeit m auch dem Verhältnis der zulässigen Beanspruchungen gleich-

gesetzt werden: $c_2 = \frac{\sigma_{d \text{ zul}}}{\sigma_{d \text{ zul}}^m}$. Damit ergibt sich zur Spannungsüberprüfung

die Formel $\frac{c c_2 S}{F} \leq \sigma_{zul}$, wobei c_2 , wenigstens im Bereich kleiner und mittlerer Schlankheitsgrade, als von λ unabhängig angenommen und durch die Näherungsbeziehung $c_2 = (1 + 0.21 m)^2$ ausgedrückt werden kann. Die Norm achtet auch darauf, daß die Sicherheit gegen Eintreten bleibender Formänderungen nicht zu klein wird (≥ 1.85). Bezeichnet σ_n die bei Erreichen der Streckgrenze auf der Biegedruckseite im Querschnittschwerpunkt vorhandene Spannung (Schwerpunktspannung), die aus der bekannten Sekantenformel mit Einführung des von Timoshenko an-gegebenen Näherungsdruckes leicht berechnet werden kann, und $\sigma_{n zul}$

 $\frac{\sigma_n}{1,85}$ ihren zulässigen Wert, so kann mit der Verhältniszahl $c_3 = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{n zul}}$ dle Überprüfung der Sicherheit gegen Eintreten bleibender Formänderungen nach $\frac{c_3 S}{F} \leq \sigma_{zul}$ vorgenommen werden. Das Verhältnis c_3 läßt sich mit

großer Genauigkeit durch den Ausdruck $c_3 = 1 + m + (0,01 \lambda)^2$ darstellen. In ähnlicher Weise werden auch Querschnitte nur mit einer Symmetrie-

achse untersucht. Der Berechnung gegliederter Druckstäbe liegt die bekannte Krohnsche

Näherungsformel zugrunde. Die Knicksicherheit ist gegeben, wenn $\frac{c_1 c_y S}{1.12F}$ $\leq \sigma_{zul}$ ist. c_1 bzw. c_y bedeuten dabei die Knickzahlen des Einzelstabes bzw. des gedachten Vollstabes bezogen auf die materialfreie Achse bzw. auf die dazu parallele Schwerachse des Einzelstabes. Die Größe der zur Bemessung der Bindebleche oder der Vergitterung maßgebenden Quer-kraft wird, in Übereinstimmung mit den deutschen Vorschriften, in $0_0'$ der Längskraft angegeben.

In einem größeren Abschnitte werden die Richtlinien für die bauliche In einem großeren Abschnitte werden die Richtlinien für die bauliche Durchbildung stählerner Brücken behandelt; sie unterscheiden sich nur wenig von bekannten ähnlichen Bestimmungen. Die Nietteilung soll 4 d nicht unterschreiten und darf nur ausnahmsweise 3,5 d betragen. Bei mittelbarer Stoßdeckung der Gurtplatten ist die erforderliche Nietzahl um soviel Nietreihen zu vermehren, als Gurtplatten einschließlich der Deck-lasche über dem Stoß liegen. Einzelwinkel sind stets mit wenigstens drei Nieten anzuschließen.

drei Nieten anzuschließen. Für Hauptträger von Eisenbahnbrücken sind womöglich nur Vollwand-stäbe zu verwenden. Gegliederte Stäbe mit Flachstahlvergitterung sind nur für Verbände von Straßenbrücken zugelassen. Bei Eisenbahnbrücken wird die Höhe der Längsträger mit 1/g bis 1/10ihrer Stützweite, die Höhe der Querträger eingleisiger Brücken mit 1/g, zweigleisiger Brücken mit 1/7 ihrer Stützweite vorgeschrieben. Zweck-mäßig wird man die Längsträger, entgegen dieser Vorschrift, höher aus-bilden. Bei Straßenbrücken fehlen bestimmte Angaben für die Höhen der Fahrbahnträger: es wird aber empfohlen sie namenlich bei offenen der Fahrbahnträger; es wird aber empfohlen, sie, namentlich bei offenen

der Fahrbahnträger; es wird aber empfohlen, sie, namentlich bei offenen Brücken, möglichst groß zu wählen. Für bestehende Brücken sind Erleichterungen zugestanden, die sich hauptsächlich auf die Größe der zulässigen Beanspruchungen und die Art der Berechnung beziehen. Die zulässigen Beanspruchungen solcher Brücken aus Flußstahl dürfen um 10% erhöht werden; bei Brücken aus Schweißeisen behält sich die Aufsichtsbehörde die Entscheidung vor. Der Lochwandungsdruck der Niete darf bis zu 50% über den normal zulässigen Werten liegen, auch Lagerteile dürfen um 20% öher beansprucht werden. Bei der Nachrechnung brauchen Wind und Seitenstöße nicht gleich-zeitig wirkend angenommen werden. Die sonstigen Erleichterungen

gleichen den entsprechenden Bestimmungen der Deutschen Reichsbahn. Prof. Ing. Dr. J. Wanke, Prag.

Verantwortlich für den Inhalt: Professor Dr.-Dig. K. Klöppel, Darmstadt. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9. Druck der Buchdruckerel Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

INHALT: Versuche zur Klärung des Spannungsverlaufes in Rahmenecken. - Ver-schiedenes: Die tschechoslowakischen Brückennormen.