

# B.

## Sicherheitsgrad und Beanspruchung

Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden

Die rasche Entwicklung der hochwertigen Baustähle in den letzten Jahren legt uns die Pflicht auf, den Sicherheitsgrad und die zulässigen Beanspruchungen mit wissenschaftlichem Rüstzeug gründlich nachzuprüfen. Die heute noch bestehenden ersten gußeisernen Bogenbrücken, z. B. in Coalbrookdale, sind rund 150 Jahre alt; die ältesten großen schweißeisernen Brücken, wie die Britania-Brücke, wurden vor rund 75 Jahren erbaut, und die ersten großen flußeisernen deutschen Brückenträger über die Weichsel vor etwa 38 Jahren, so daß sich das Alter dieser drei Baustoffe im Eisenbrückenbau etwa wie  $150 : 75 : 38 = 4 : 2 : 1$  verhält. Vor vier Jahren führten wir den hochwertigen Kohlenstoffstahl St. 48 in Deutschland ein, vor etwa zwei Jahren den Siliciumstahl, St. Si. genannt, und heute erwarten wir bereits mit Spannung das Erscheinen weiterer verbesserter, legierter Baustähle. Bei diesem stürmischen Vorwärtsdrängen unserer schnelllebigen Zeit ist eine ernste Nachprüfung unerläßlich. Hierzu kommt vor allem, daß die zulässigen Beanspruchungen für Hochbauten 800 kg/qcm bei Schweißeisen betragen, ferner 1200 kg/qcm bei Flußeisen (heute Baustahl St. 37 genannt) und jetzt 1800 kg/qcm bei St. Si. Diese Zahlenreihe  $800 : 1200 : 1800 = 1 : 1,5 : 2,25$  zeigt die gewaltige Steigerung der zulässigen Beanspruchung und damit der Ausnutzung des Baustoffes.

Aus der Fülle der Probleme seien drei Beispiele herausgegriffen. Die Vertiefung unserer statischen Untersuchungsverfahren führte dazu, als Belohnung sorgfältigster Berechnung unter Berücksichtigung der Wind- und Zusatzkräfte, z. B. bei St. 37, die zulässige Beanspruchung auf 1600 kg/qcm zu erhöhen. Da aber die Nebenspannungen mindestens etwa 20 v. H. dieser Hauptspannungen betragen, so ergibt sich rechnerisch  $\sigma = 1,20 \cdot 1600 = 1920$  kg/qcm. Für Martineisen St. 37 wurde aber wiederholt als Streckgrenze  $\sigma_S = 1950$  kg/qcm gefunden. Die rechnerische Beanspruchung  $\sigma$  erreicht somit bei St. 37 vielfach die Größenordnung der Streckgrenze  $\sigma_S$ . Aus solchen Feststellungen ergab sich die Notwendigkeit, die *Bedeutung der Streckgrenze für den Sicherheitsgrad* genauer zu untersuchen, ferner aber auch die Folgerung, die neuen Baustähle so auszubilden, daß sie auch hinsichtlich der Streckgrenze eine erhöhte, also hinreichende Sicherheit gegenüber der rechnerischen Beanspruchung aufweisen.

Ein unvermeidbarer Nachteil aller hochwertigen Baustähle, der ihrer Einführung im Hochbau sehr hinderlich ist, besteht darin, daß bei Beibehaltung der äußeren Abmessungen, also der Trägerhöhe  $h$  und der Stützweite  $l$  die Durchbiegung beim einfachen Balken<sup>1</sup>

$$f = \frac{\sigma}{h} \cdot \frac{l^2}{6E} \dots \dots \dots (1)$$

<sup>1</sup> Siehe W. GEHLER, Kapitel Eisenbrückenbau, Taschenbuch für Bauingenieure. 5. Aufl., Verlag von Julius Springer, Berlin 1928. S. 338, Formel 3 a.

ist, also verhältnisgleich mit der zulässigen Beanspruchung wächst, weil das Elastizitätsmaß  $E$  leider für alle Baustähle gleich groß anzunehmen ist. Nur dann, wenn die Trägerhöhe  $h$  im gleichen Verhältnis, also z. B. bei Si-Stahl gegenüber St. 37 um 50 v. H. vergrößert würde, was praktisch ausgeschlossen ist, würde sich der gleiche Wert der Durchbiegung ergeben. Hieraus folgt, daß sich Si-Stahl-Brücken bei der üblichen bescheidenen Vergrößerung der Trägerhöhe gegenüber denen aus St. 37 sämtlich wesentlich stärker, als diese durchbiegen müssen. In Anerkennung dieser Schwierigkeit hat die Deutsche Reichsbahn für ruhende Verkehrslasten die zulässige Durchbiegung, die früher bei Eisenbahnbrücken zu etwa  $f = \frac{l}{1500}$  (bzw.  $\frac{l}{1200}$  bei Straßenbrücken) angenommen wurde, auf  $f = \frac{l}{900}$  (bzw.  $\frac{l}{600}$ ) erhöht, also eine wesentlich größere Weichheit der Brücke in Kauf genommen (z. B. bei  $l = 100$  m die Durchbiegung  $f = 11$  cm bzw. 16,6 cm). Neben den Spannungen werden wir daher künftig vielmehr, wie bisher auch die *Formänderungen und ihre Einwirkung auf den Sicherheitsgrad* erörtern müssen.

Die beträchtliche Gewichtsersparnis, also die Verringerung der toten Last, die ja der Endzweck unserer Bestrebung, die Erdschwere zu bannen, bildet, trifft heute gleichzeitig mit einem neuen starken Anwachsen der Verkehrslasten zusammen. Sie sind in den beiden letzten Jahrzehnten bei den deutschen Eisenbahnen von der Lokomotive des früheren G-Lastenzuges mit  $5 \cdot 17 = 85 t$  auf den E-Lastenzug mit  $6 \cdot 20 = 120 t$  und neuerdings auf den N-Lastenzug mit  $7 \cdot 25 = 175 t$  erhöht worden. Rechnet man als Ersparnis an dem Eisengewicht  $G_e$  bei Anwendung von Si-Stahl etwa 30 v. H. gegenüber St. 37, so ist das Verhältnis von stoßender Masse zur gestoßenen Masse von  $(85 : G_e)$  auf  $(175 : 0,7 G_e) = (250 : G)$  vergrößert worden, also auf das  $250 : 85 =$  rund 3fache. Alle dynamischen Einwirkungen sind somit heute für unsere Baustahlbrücken wesentlich größer als früher. Während ihre Bedeutung für die eisernen Brücken in den letzten Jahrzehnten stark zurücktrat, müssen wir heute an die Vorbildlichen Versuche von WÖHLER-Berlin (1870) und BAUSCHINGER-München (1886) wieder anknüpfen. Das bedeutsamste Problem des Eisenbrückenbaues für das nächste Jahrzehnt wird der *Einfluß der dynamischen Einwirkungen zunächst auf den Baustoff, sodann auf die Bauteile im Bauwerk und endlich auf ihre Verbindungsmittel*, sowie die Festlegung der Sicherheit in dieser Hinsicht sein.

Im vorliegenden Bericht sollen Mitteilungen und Gedanken, die bei der Ausbildung des St. 48 und des Silicium-Stahles auf Grund der Dresdner Versuche gesammelt worden sind, gegeben und zur Erörterung gestellt werden, sowie einige Anregungen zur weiteren Erforschung dieses umfangreichen und dankbaren Arbeitsgebietes.

### I. Sicherheit hinsichtlich der Anstrengung oder der Verformung

Für den Sicherheitsgrad unserer Eisenbauteile ist in der Regel die *Anstrengung, also der Eintritt des Fließens oder des Brechens* maßgebend. Nur in besonderen Fällen wird die Forderung gestellt, daß die *Bauteile oder das Bauwerk seine Form nicht mehr als zulässig ändern dürfen*. So würde z. B. bei einer Hängebrücke mit Eisenbahnverkehr von 300 m Stützweite eine *federnde Durchbiegung* von  $f = \frac{l}{900} = \frac{300}{900} = 0,33$  m den Betrieb stören. Bei einer Straßenbrücke gleicher Art wäre nach den deutschen Normen zwar eine rechnerische Durchbiegung von  $f = \frac{l}{600} = 0,50$  m zulässig. Sie wird aber deshalb in Wirklichkeit wohl nie auftreten, weil dann beispielsweise bei 23 m Straßenbreite, wie z. B. bei der Rheinbrücke Köln-Mülheim, eine Ver-

kehrslast von  $300 \cdot 23 \cdot 0,5 t = 3450 t$  erforderlich wäre, die in der Form von bewegten Fahrzeugen überhaupt nicht unterzubringen ist. Erst die Erfahrung muß lehren, wie sich derartige weiche Hängebrücken aus Si-Stahl unter dem neuzeitlichen Straßenverkehr verhalten und bewähren. Bei Brückenmessungen sollten aber nicht nur Durchbiegungen und Verdrehungen unter den bewegten Lasten, sondern auch die Zeit beobachtet werden, in der sich diese Bewegungen vollziehen, also die Verformungsgeschwindigkeit, die für die Beurteilung der störenden und der zulässigen Formänderung, also des Sicherheitsgrades maßgebend sein wird. Ein Beispiel dafür, daß nicht die federnde, sondern die *bleibende Verformung* den Sicherheitsgrad und die zulässige Beanspruchung bestimmt, bildet der Lochleibungsdruck oder Stauchdruck der Niete. Vor drei Jahren<sup>1</sup> sprach ich die Befürchtung aus, daß bei einem Lochleibungsdruck  $\sigma_l$ , der das 2,5fache der zulässigen Stabspannung  $\sigma_{zul}$  beträgt, die Nietlöcher unrund werden könnten und eine vorzeitige Auswechslung der Niete und Schrauben nötig würde. Die daraufhin von der Reichsbahn 1926 und 1927 in den Versuchsanstalten Dresden, Karlsruhe und München durchgeführten Versuchsreihen haben erwiesen, daß diese Befürchtungen zunächst für alle Bolzen berechtigt sind, worüber Herr FINDEISEN nachher berichten wird. Sowohl bei zylindrischen, wie vor allem auch bei konischen Bolzen sollte mit  $\sigma_l = 1,5 \sigma_{zul}$  gerechnet werden, im Gegensatz zu unseren jetzigen Reichsbahnvorschriften. Bei den Nietten tritt infolge der „Klammerwirkung“ der Nietköpfe eine gewisse Einspannung des Nietschaftes ein, die eine höhere Beanspruchung als bei Bolzen rechtfertigt, also meines Erachtens etwa  $\sigma_l = 2,0 \sigma_{zul}$ . Erst nach Durchführung der in Stuttgart eingeleiteten Dauerversuche werden die hier aufgerollten bedeutsamen Fragen entschieden werden können.

Sieht man von derartigen wenigen Sonderfällen der Sicherheit gegen allzu große federnde oder bleibende Verformungen ab, so handelt es sich in der Regel um eine Beurteilung der Gefahr einer Überanstrengung, also um die Sicherheit gegen Überschreitung der Streckgrenze und gegen den Bruch der Bauteile.

## II. Der Zugversuch als Grundlage für den Sicherheitsgrad

### a) Der übliche Zugversuch

Ein Vergleich der Anstrengungen im Bauwerk einerseits und in Versuchsstücken andererseits wäre nur dann völlig einwandfrei durchzuführen, wenn der Spannungs- und Formänderungszustand bei beiden übereinstimmen würde. Versuche am Bauwerk haben den Nachteil, daß die Belastung wohl bis zur Nutzlast, nicht aber bis zum Bruch gesteigert werden kann. Modellversuche, bei denen man zwar den Spannungs- und Formänderungszustand nachzuahmen vermag, bringen wiederum die Schwierigkeit der Wahl des richtigen Umrechnungsmaßstabes. Bei der Prüfung einzelner Stäbe sind aber nicht nur die Einspannungs- oder Lagerungsverhältnisse anders, wie im Bauwerk, sondern meist auch die Abmessungen wesentlich kleiner. Völlig einwandfreie Grundlagen für die Beurteilung der Sicherheit können daher nur durch Bruchproben mit genauen Messungen an Bauwerken in natürlicher Größe geschaffen werden. Dieser Weg wird zur Zeit an einer Reihe elektrisch geschweißter Fachwerkträger beschritten, die nach einem Arbeitsplan des Deutschen Eisenbauverbandes im Dresdner Materialprüfungsamt bis zum Bruch belastet werden sollen. Da aber die Mannigfaltigkeit der Spannungs- und Formänderungszustände bei unseren Eisenbauten sehr groß ist und die Statik und Festigkeitslehre uns die Mittel

<sup>1</sup> Siehe W. GEHLER, Der Bauingenieur, 1926. S. 69. Die neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Reichsbahngesellschaft.

zur Umrechnung darbieten, begnügen wir uns in der Regel mit der Feststellung der wichtigsten Baustoffeigenschaften durch den *üblichen Zugversuch*, der den Ausgangspunkt unserer Sicherheitsbetrachtungen bildet. Da bei ihm ein einachsiger Spannungszustand nachgeahmt wird, hat er den Vorzug größter Einfachheit in Durchführung und Rechnung, so daß in unseren Stahlwerken täglich eine große Anzahl von Proben zerrissen und ausgewertet werden kann. Trägt man als Ordinaten  $y$  eines rechtwinkligen Systems die Laststufen  $P$  und als Abszissen  $x$  die dabei gemessenen Verlängerungen  $\Delta l$  des Probestabes von der Länge  $l$  auf, so erhält man die *Lastverlängerungslinie* ( $P - \Delta l$ -Linie).

Um eine Gesetzmäßigkeit zu finden, müssen hieraus die bezogenen Größen errechnet und als Ordinaten die Spannungen  $\sigma = P : F$  und als Abszissen die Dehnungen  $\delta = \Delta l : l$  aufgetragen werden, so daß sich als Ableitung die

*Spannungsdehnungslinie* ( $\sigma$ - $\delta$ -Linie) ergibt (s. Abb. 1). Diese allgemein übliche Darstellungsweise ist aber mit zwei Unzulänglichkeiten behaftet. Zunächst muß die Bruchspannung  $\sigma_B$  als ein fiktiver Wert bezeichnet werden, weil die Querdehnung vernachlässigt wird. Berücksichtigt man dagegen die Einschnürung des Stabes bei der Laststufe des Punktes  $B$  (s. Abb. 1), so ergibt sich z. B. als Ordinatengrößtwert  $\sigma_{B'} = 59 \text{ kg/qmm}$  anstatt  $\sigma_B = 50 \text{ kg/qmm}$  und kurz vor dem Bruche  $\sigma_{Z'} = 86,5 \text{ kg/qmm}$  (bei einer Quersamenzusammensetzung von 53,5 v. H.) anstatt  $\sigma_Z = 40 \text{ kg/qmm}$ . Der letzte Teil der Spannungsdehnungslinie zwischen Punkt  $B$

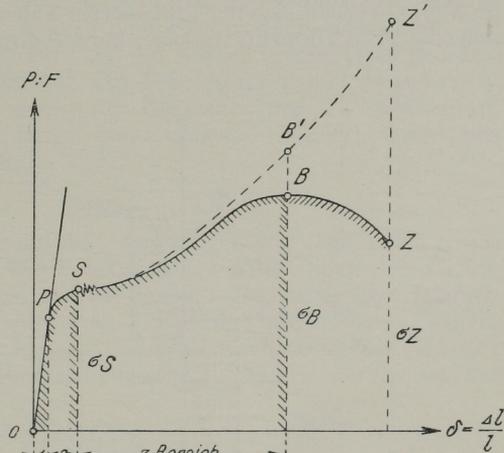


Abb. 1

und dem Endpunkt  $Z$  ist allerdings für uns ohne Bedeutung. Dagegen erfordert die Erhöhung der Bruchspannung  $\sigma_B$  um etwa 20 v. H. bei Berücksichtigung der Querdehnung doch eine beachtenswerte Berichtigung  $O P S B'$  der üblichen Spannungsdehnungslinie. Der Fehler besteht also darin, daß man die  $\sigma$ - $\delta$ -Linie aus der  $P$ - $\Delta l$ -Linie einfach durch Maßstabsveränderung ableitet, indem man die Ordinaten  $P$  durch den ursprünglichen Stabquerschnitt teilt, also seine Veränderlichkeit vernachlässigt. Dieses Verfahren bietet dem Konstrukteur allerdings den Vorteil, die Stabkraft jeweils zu  $P = \sigma \cdot F$  aus der  $\sigma$ - $\delta$ -Linie zu ermitteln. Die zweite Unzulänglichkeit liegt in der Vernachlässigung der Versuchsgeschwindigkeit, also der Zeit  $T$ . Innerhalb der Elastizitätsgrenze ist sie zwar nahezu ohne Bedeutung, nicht aber jenseits derselben. Man kann sie nur dadurch ausschalten, daß man bei jeder Laststufe so lange wartet, bis sich ein Gleichgewichtszustand zwischen den äußeren und den inneren Kräften jeweils selbsttätig ausgebildet hat, bis also die Spiegel oder Zeiger des Meßgerätes zur Ruhe gekommen sind. Da dieser Zustand bestehen bleibt, auch wenn die Wartezeit länger, ja unendlich lang ausgedehnt würde, bildet die zugehörige Spannungsdehnungslinie, die wir *Gleichgewichtslinie* nennen wollen, den *einen Grenzfall*. Ihm steht der andere *Grenzfall des Stoß- oder Schlagversuches* gegenüber, bei dem die Versuchszeit  $T$  sehr klein, also nahezu gleich Null ist, bei dem also die Dehnung fast gar keine Zeit findet, sich auszuwirken. In dieser sogenannten *Stoßlinie* gehören dann zu den sehr kleinen Werten der

Bruchdehnung  $\delta_Z$  sehr hohe Werte der Bruchspannung  $\sigma_B$ . Zwischen diesen beiden Grenzlinien liegen die Linien der üblichen Zerreißversuche. Eine verhältnismäßig kleine unzulässige Steigerung der Versuchsgeschwindigkeit hat z. B. in einem Stahlwerk gegenüber unserem Materialprüfungsamt eine Erhöhung der Streckgrenze um 10 v. H. ergeben und zu anfänglichen Mißverständnissen geführt. Um eine bestimmte Spannungsdehnungslinie festzulegen, muß daher die Versuchsgeschwindigkeit genormt werden, z. B. 3 kg/qmm Spannungserhöhung in 3 Minuten, wobei sich eine Dauer eines Zerreiversuches von etwa einer halben Stunde, gegenüber 14 Stunden beim Gleichgewichtsversuch ergibt.

Das Hauptergebnis dieses üblichen Zugversuches ist die Festlegung der drei Grenzen oder Bereiche.

1. *Im Proportionalitätsbereich*, also innerhalb der HOOKEschen Geraden  $OP$  (s. Abb. 1) verhält sich der Probekörper nahezu vollkommen elastisch. Es empfiehlt sich, die Proportionalitätsgrenze, kurz  $P$ -Grenze genannt, zugleich als Elastizitäts-

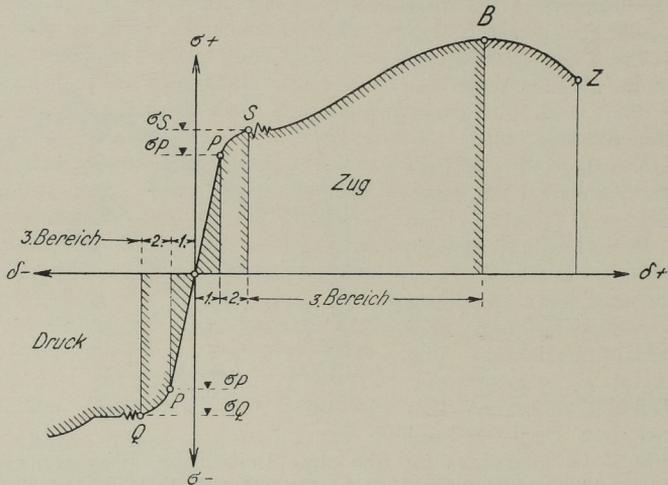


Abb. 2

grenze anzusehen. Dieser erste Bereich umfaßt die Laststufen, in denen sich der Konstrukteur bei seinen statischen Untersuchungen bewegt.

2. *Im plastischen Bereich* zwischen der  $P$ -Grenze und der Streckgrenze  $S$  treten starke bleibende Verformungen auf. Der Baustoff beginnt bei diesen Beanspruchungen plastisch oder bildsam zu werden. Bei der Kaltbearbeitung in der Werkstatt werden absichtlich derartige bleibende Verformungen hervorgerufen. Der plastische Bereich gleicht (im Gegensatz zu dem Tiefland des ersten Bereiches) der Höhenzone eines Berggelndes, in die der Mensch unter außergewöhnlicher Beanspruchung aufsteigen darf, ohne daß eine Gefahr auftritt. Der Erforschung dieses Bereiches galt die Arbeit des letzten Jahrzehntes (der sogenannten Plastiker unserer Wissenschaft).

3. *Im Verfestigungsbereich* zwischen der Streckgrenze  $S$  und der Bruchspannung oder Festigkeit  $B$  herrscht die bleibende Dehnung und die Verfestigung vor, die mit einer starken Gefügeänderung des Aufbaues der Kristallite verbunden ist. Für plötzliche sehr starke und gewaltsame Beanspruchungen bildet dieser Bereich eine wertvolle Reserve. (Er gleicht einer noch wenig erforschten Hochgebirgszone).

Diese drei Bereiche werden durch die Proportionalitäts- oder Elastizitätsgrenze  $P$ , durch die Fließ- oder Streckgrenze  $S$  und durch die Festigkeit oder Bruchspannung  $B$  begrenzt. Hiernach ergeben sich auch *drei verschiedene Arten von Sicherheit*, nämlich gegen *Überschreiten der Elastizitäts-, der Fließ- und der Bruchgrenze*.

Führt man den *Druckversuch* genau so wie den Zugversuch durch, und wertet ihn in gleicher Weise aus, so ergibt sich wiederum eine Spannungsdehnungslinie, die nach Abb. 2 in Bezug auf den Nullpunkt polarsymmetrisch zu der soeben betrachteten Linie im Zuggebiet ist. Der  $P$ -Grenze und Streckgrenze für Zug entspricht für Druck wiederum die  $P$ -Grenze und Fließgrenze, die hier Quetschgrenze  $Q$  genannt wird. Auch die entsprechenden Spannungen können mit praktisch hinreichender Genauigkeit jeweils als gleich groß angesehen werden. Nur fällt bei Druck der dritte Bereich jenseits der Quetschgrenze weg, mit deren Erreichung der Versuch als beendet gilt. Die in Abb. 2 nach dem Fließen noch einsetzende Verfestigungslinie kann beliebig weit fortgeführt und der Körper beliebig breit gedrückt werden, was hier aber ohne Bedeutung ist. Bei Druckkörpern gibt es somit nur zwei Arten von Sicherheit, nämlich gegen die Überschreitung der Elastizitäts- oder  $P$ -Grenze und der Quetschgrenze. Hierzu kommt noch als Sonderheit schlanker gedrückter Stäbe die Knicksicherheit (s. unter V.).

#### b) Der Gleichgewichtsversuch.

Eine einwandfreie, feste Bestimmung der Spannungen und Dehnungen an der Proportionalitäts-, der Streck- und der Bruchgrenze ist nur durch den Gleichgewichtsversuch, also für den einen Grenzfall der Spannungsdehnungslinie möglich, weil bei den übrigen, schneller durchgeführten Versuchen diese Grenzen beliebig nach oben zu verschoben werden können. Hierbei muß zwischen *federnder (elastischer) Dehnung*  $\varepsilon$  und *bleibender Dehnung*  $\eta$  unterschieden werden, so daß jeweils die Gesamtdehnung

$$\delta = \varepsilon + \eta. \quad (2)$$

ist. Beim Gleichgewichtsversuch wartet man bei jeder Laststufe so lange, bis sich der Gleichgewichtszustand zwischen den äußeren Kräften (Lasten) und den inneren Kräften (Spannungen) eingestellt hat, bestimmt sodann durch Entlasten die bleibende Dehnung  $\eta$  und findet endlich die federnde Dehnung nach Gleichung (2) als  $\varepsilon = \delta - \eta$ . Solche genaue Versuche an gedrückten Probekörpern im Dresdner Materialprüfungsamt führten zu folgenden Feststellungen (s. Abb. 3).

1. Im *Proportionalitätsbereich*  $OP$  zeigt sich schon bei sehr niedrigen Laststufen eine, wenn auch sehr kleine, bleibende Dehnung (s. Abb. 3a), die erst an der  $P$ -Grenze stark anwächst. Sowohl für St. 37 wie für St. 48 wurde diese bleibende Dehnung an der  $P$ -Grenze zu

$$\eta_P = \frac{1}{30} \text{‰} \cdot \quad (3)$$

festgestellt. An Stelle der HOOKEschen Geraden ergibt sich somit bei sehr genauen Messungen eine schwach gekrümmte Linie. Der Baustoff ist also auch in diesem Bereiche nicht vollkommen elastisch. Die Grenze der vollkommenen Elastizität muß somit in den  $O$ -Punkt verlegt werden. Vom Standpunkt unserer Nutzenwendung aus betrachtet, erscheint es aber ausreichend, die sehr kleinen Werte von  $\eta$  im ersten Bereich zu vernachlässigen und die Elastizitätsgrenze mit der  $P$ -Grenze zusammenfallen zu lassen, also dorthin zu verlegen, wo sich ein starkes Ansteigen der bleibenden Dehnungen deutlich feststellen läßt. Hiernach darf Gleichung (3) als die Begriffsfestsetzung sowohl der  $P$ -Grenze, als auch der Elastizitätsgrenze angesehen werden.

2. Im *plastischen Bereich PS* wachsen die bleibenden Dehnungen sehr stark an und erreichen nach unseren Versuchen an der Quetschgrenze oder Fließgrenze sowohl für St. 37, als auch für St. 48 den Wert

$$\eta_Q = \frac{2}{3} \text{‰} \dots \dots \dots (4)$$

Der elastische Anteil

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \dots \dots \dots (5)$$

der gesamten Dehnung  $\delta$  ist jeweils durch die Hooke'sche Gerade *OP* begrenzt, die wir auch über den Punkt *P* hinaus verlängert denken können (sogenanntes

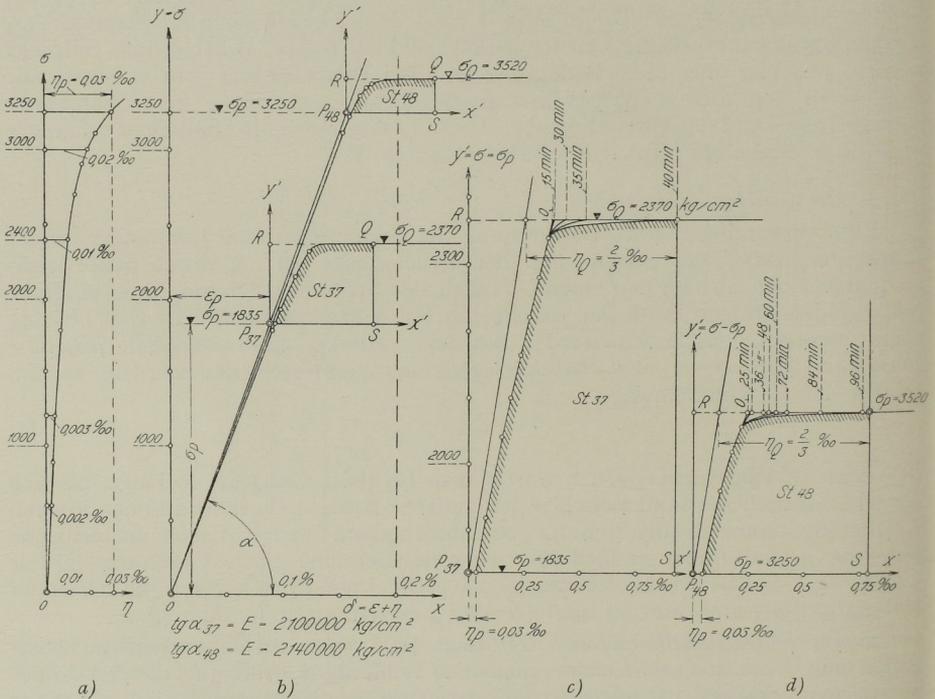


Abb. 3

BRIK'sches Gesetz)<sup>1</sup>. Der bleibende Anteil  $\eta$  der gesamten Dehnung ruft jeweils die Abweichung von dieser Geraden hervor, ist also durch die Krümmung der Spannungsdehnungslinie gekennzeichnet. Jede krumme  $\sigma$ - $\delta$ -Linie läßt somit auf bleibende Verformung schließen. In Abb. 3 c und d sind die  $\sigma$ - $\delta$ -Linien des plastischen Bereiches für die hier betrachteten beiden Baustoffe St. 37 und St. 48 nochmals aufgetragen, also die Funktion

$$\delta = \varepsilon + \eta = \frac{\sigma}{E} + f(\sigma - \sigma_P) \dots \dots \dots (6)$$

dargestellt, die als Formänderungsgesetz im plastischen Bereich neuerdings viel-

<sup>1</sup> Siehe J. E. BRIK, Fachwissenschaftliche Erörterung zu dem Bericht des Brückenmaterial-Komitees d. Oesterr. Ing.- und Arch.-Vereines (Zeitschrift dieses Vereines, 1891, S. 73).

fach erörtert wird.<sup>1</sup> Nach unseren Versuchen ergab sich gemäß Gleichung (6) für die Quetschgrenze

$$\left. \begin{array}{l} \text{bei St. 37 } \delta_Q = \varepsilon_Q + \eta_Q = 1,15 + 0,67 = 1,82\% \\ \text{bei St. 48 } \delta_Q = \varepsilon_Q + \eta_Q = 1,48 + 0,67 = 2,15\% \end{array} \right\} \dots \dots (7)$$

also im Mittel rund  $2\% = 0,2\%$ . (Bemerkt sei hier, daß die Fließgrenze vielfach im Versuchswesen durch die bleibende Dehnung:

$$\eta_S = \eta_Q = 0,2\% \dots \dots \dots (8)$$

definiert wird als sogenannte „0,2-Dehnungsgrenze“.)

3. Innerhalb des Proportionalitätsbereiches *OP* ist das *Elastizitätsmaß* mit hinreichender Genauigkeit für die Zwecke des Brückenbaues gleich groß anzunehmen und zwar zu

$$E = \sigma : \delta = \text{tg } \alpha = 2100 \text{ t/qcm} \dots \dots \dots (9)$$

Geometrisch wird dieser Wert durch die Neigung der Hooke'schen Geraden gegen die Dehnungsachse dargestellt. Für Si-Stahl wurde neuerdings von uns wiederholt  $E = 2160 \text{ t/qcm}$  ermittelt. Da aber nach unseren Versuchen eine Kaltbearbeitung und die damit verbundene Härtung diesen Wert auf  $2050 \text{ t/qcm}$  und noch tiefer herabdrücken kann, empfiehlt es sich, praktisch mit dem Mittelwert der Gleichung (9) zu rechnen. Außerhalb der *P*-Grenze, also im plastischen Bereiche, ist an Stelle von *E* der Wert

$$E_\sigma = \text{tg } \alpha_\sigma \dots \dots \dots (10)$$

als Neigung der Tangente an die Spannungsdehnungslinie einzuführen.

4. Je näher die *P*-Grenze beim Vergleich verschiedener Baustoffe an die Streckgrenze heranrückt, desto größer ist der Bereich, den der Konstrukteur mit Sicherheit rechnerisch ausnutzen kann, um so wertvoller ist uns also der Baustoff. Dieses Verhältnis ergab sich nach unseren Versuchen

$$\begin{array}{l} \text{für St. 37 zu } \sigma_P : \sigma_S = 0,79 \\ \text{„ St. 48 „ } \sigma_P : \sigma_S = 0,92. \end{array}$$

Unsere neuen Baustoffe bringen uns somit eine *Vergrößerung des Proportionalitäts- oder elastischen Bereiches* und damit unter gleichen Verhältnissen eine Erhöhung der Sicherheit gegen Überschreitung der Elastizitätsgrenze.

5. Andererseits darf aber die Streckgrenze nicht zu dicht an die Bruchspannung *B* heranrücken, weil sonst der sehr wertvolle *Verfestigungsbereich* stark zusammenschrumpft oder vollständig verloren geht. Für das Verhältnis  $\sigma_S : \sigma_B$  ergeben sich bei St. 37, St. 48 und St. Si die in Übersicht I (siehe unter IV) eingetragenen Werte. Erwünscht ist, daß dieses Verhältnis nicht nennenswert größer wird als 0,70. Durch diese Forderung wird den Möglichkeiten der Ausbildung der neuen Baustähle eine bestimmte Grenze gezogen.

Für diesen dritten Bereich liegen meines Wissens genauere Untersuchungen noch nicht vor. Aufgabe weiterer Forschung wird es sein müssen, die Gleichgewichtslinie sowohl für den Druckbereich, als auch für den Zugbereich festzustellen, insbesondere aber auch für den Si-Stahl, um weitere zahlenmäßig einwandfreie Angaben über Spannung und Dehnung an den drei Grenzpunkten und den entsprechenden Sicherheitsgrad zu erlangen.

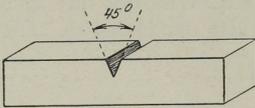
### III. Der Biege- und Schlagversuch zur Beurteilung der Formänderungsfähigkeit

Auf dem Nachbargelände des Maschinenbaues ist in den letzten Jahren die Erkenntnis der Kerbzähigkeit sehr gefördert worden. Sie hat für diejenigen Ma-

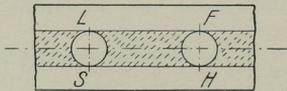
<sup>1</sup> Siehe MARTIN GRÜNING, Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke bei beliebig häufig wiederholter Belastung. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1927. S. 2.

schinenteile Bedeutung, bei denen durch Verletzung der Oberfläche, durch unstetige Querschnittsveränderungen oder durch gewaltsame Einwirkungen plötzlich Brüche herbeigeführt werden können, insbesondere durch Dauerbeanspruchungen bei Maschinen, Kraftfahrzeugen und Flugzeugen. Diese Untersuchungsergebnisse sind für den Brückenbau deshalb wichtig, weil der Biegeversuch über das Wesen unserer Baustoffe mancherlei Aufschlüsse gibt, die durch den üblichen Zugversuch allein nicht gebracht werden können. Beim Biegeversuch ist es nämlich möglich, drei Größen leicht zu verändern, und zwar die *Versuchsgeschwindigkeit* (von der ruhenden Belastung bis zum Stoß- und Schlagversuch mit dem Pendelschlagwerk), sodann die *Querdehnung* (die durch die Gestaltung der Kerbform zugelassen oder ausgeschaltet werden kann) und endlich die *Körpertemperatur* (sowohl Kältegrade, wie auch einige hundert Grade Erwärmung). Für den Eisenbau sind folgende Erkenntnisse von Bedeutung, die ich durch den Hinweis auf die *Poissonsche Zahl m* veranschaulichen möchte, die neben dem Elastizitätsmaß *E* den zweiten, bisher noch wenig beachteten Materialfestwert bildet.

1. Man unterscheidet zwischen *Trennungs-* und *Verfestigungsbruch*. Beim Trennungsbruch wird der Trennungswiderstand (Kohäsion in technischem Sinne) überwunden, beim Verfestigungsbruch der Verfestigungswiderstand. In einem Bruchquerschnitt von Kerbschlag- oder Scherproben lassen sich beide Brucharten durch das Aussehen des Gefüges genau unterscheiden. Der Verfestigungsbruch zeigt feinkörniges Gefüge, das durch den üblichen Zerreißversuch eines Stabes aus zähem Flußeisen wohl bekannt ist und bei dem die Kristallkörner nicht zu unterscheiden sind. Der Trennungsbruch dagegen hat ein mehr oder minder grob kristallines Aussehen, wobei die Korngröße vom inneren Gefügestand des Baustoffes bestimmt wird. Unter dem Mikroskop läßt sich erkennen, daß der Trennungsbruch entweder den Kristallgrenzen folgt oder die Kristalle spaltet, ohne sie zu verformen oder zu verfestigen.



a)



b)

Abb. 4

2. Beim *Trennungsbruch* vollzieht sich der Bruchvorgang plötzlich durch Überwindung des Trennungswiderstandes. Hierbei wird keine Formänderungsarbeit geleistet, weil keine meßbaren Dehnungswege zurückgelegt werden. Diese Bruchart kennzeichnet die sehr spröden Stoffe wie Glas und Porzellan, kann aber leider auch bei unserem Baustahl dann eintreten, wenn die Ausbildung der Querdehnung gehemmt wird. Versuchstechnisch kann man die Querdehnung im Kerbgrunde z. B. dadurch verhindern, daß man ihn nach Abb. 4 a in eine scharfe Dreieckspitze auslaufen läßt. Bezeichnet man die Querdehnung als einen Bruchteil der Längsdehnung, also

$$\delta_q = \frac{\delta}{m} \dots \dots \dots (II)$$

wobei *m* die sogenannte *POISSONSche Zahl* ist, so tritt hier der Trennungsbruch bei  $\delta_q = 0$ , also bei  $m = \infty$  oder wenigstens bei einem sehr großen Wert von *m* ein. Unter *Kerbwirkung* versteht man allgemein den Einfluß einer Querschnittsveränderung des Stabes, durch den die Querdehnung mehr oder weniger behindert wird. Während beim ungekerbten Stabe (Abb. 5 a) das sich verformende Volumen<sup>1</sup> gleich dem Prisma vom Querschnitt *ABCD* ist, schrumpft es bei der Anordnung

<sup>1</sup> Siehe W. SCHWINNING und K. MATTHAES. Die Bedeutung der Kerbschlagprobe. Heft 78 des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik, S. 3.

des Kerbes nach Abb. 5 b auf das wesentlich kleinere Volumen vom Querschnitt *A B C D* zusammen. Für den Eisenbau ergibt sich die durch Versuche bestätigte Folgerung, daß in einem gelochten Blech auch bei sorgfältig gebohrten, nicht gestanzten Löchern ebenfalls eine Kerbwirkung eintritt. Das in Abb. 4 b zwischen den Linien *LF* und *SH* liegende Körpervolumen wird von der Verformung größtenteils ausgeschaltet. Durch Versuche ist erwiesen, daß z. B. beim Zugversuch von Si-Stahl die Bruchdehnung gelochter Bleche um ein Drittel kleiner ist, als bei entsprechenden ungelochten Blechen. Bei gelochten Blechen muß daher gegebenenfalls ein Trennungsbruch befürchtet werden, ebenso bei allen einspringenden Ecken ohne genügende Ausrundung, oder bei Einkerbungen an Bauteilen zur Festlegung von Meßpunkten.

3. Während der Trennungsbruch bei unseren Bauteilen möglichst vermieden werden muß, ist der *Verfestigungsbruch* anzustreben. Er kann sich je nach dem inneren Aufbau des Baustoffes entweder bei den plastischen Stoffen als *Formänderungsbruch* ausbilden oder bei den spröden Stoffen als *Gleitungsbruch*, wofür wiederum die Poissonsche Zahl *m* maßgebend ist. Beim Formänderungsbruch entsteht die stärkste Verfestigung. Er enthält also willkommene innere Reserven und die Möglichkeit großer Querdehnung. Dies drückt sich bei unserem Baustahl durch *m* = 3 bis 4 aus. Bei spröden Stoffen dagegen, wie Beton und Steinen, die durch den Gleitungsbruch gekennzeichnet werden, ist *m* größer, z. B. für Beton auf Grund der Dresdner Versuche bei Druck *m* = 6 und bei Zug *m* = 10 bis 12, so daß also die Querdehnungen wesentlich kleiner sind, wie bei den sogenannten plastischen Stoffen. Auch treten hier keine Fließfiguren oder mit bloßem Auge sichtbare Formänderungen und Einschnürungen auf. Beim Gleitungsbruch wird die im Körper aufgespeicherte potentielle Energie durch Ausbildung von Gleitflächen plötzlich entladen.<sup>1</sup>

4. Für den Sicherheitsgrad der Baukörper ist der Betrag der *Formänderungsarbeit* maßgebend, den sie bis zum Bruch aufzunehmen vermögen. Diese Fähigkeit, sie aufzuspeichern, wird auch als *Formänderungsfähigkeit* oder *Zähigkeit* bezeichnet. Je größer beim Zugversuch (Abb. 1) die Längsdehnung und damit auch die Querdehnung ist, je länger sich also die Spannungsdehnungslinie wagrecht erstreckt, um so größer ist dieser Wert. Zahlenmäßig wird er durch die von der Spannungsdehnungslinie und die Dehnungsachse eingeschlossenen Fläche, also durch

$$A = \int \sigma \cdot d \delta \dots \dots \dots (12)$$

ausgedrückt, also in  $\text{kg} \cdot \text{cm} : \text{ccm} = \text{kg}/\text{qcm}$  und heißt auch *bezogene Formänderungsarbeit*, weil er die in der Raumeinheit, z. B. einem Kubikzentimeter, aufgespeicherte Arbeit oder Energie darstellt, die auch kurz als *Ladung* bezeichnet wird. Der Form-

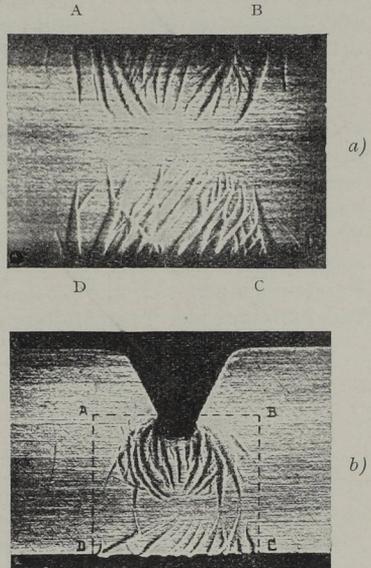


Abb. 5.

<sup>1</sup> W. GEHLER, Die Würfel Festigkeit und Säulenfestigkeit als Grundlage der Betonprüfung und die Sicherheit von Beton- und Eisenbetonbauten (Der Bauingenieur, 1928, Heft 2 bis 4).

änderungsbruch der plastischen Stoffe bringt den größten Wert von  $A$ , an zweiter Stelle steht der Gleitungsbruch der spröden Stoffe und am niedrigsten der Trennungsbruch entsprechend den Werten  $m = 3$  bis  $4$ ,  $m = 6$  bis  $12$  und  $m = \infty$ . Erwähnt sei noch, daß der Trennungsbruch auch nach einer gewissen Verfestigung des Baustoffes auftreten kann, und zwar dann, wenn der Trennungswiderstand einmal kleiner als der Verfestigungswiderstand wird, wenn also dieser stark ansteigt oder kurz gesagt, wenn die Verfestigung sehr groß wird. Für den Eisenbau folgt daraus, daß stark verfestigte Bauteile zu dem gefährlichen Trennungsbruch neigen, z. B. bei *Kaltbearbeitung* oder bei *Selbsthärtung durch Überschreiten der Streckgrenze* (siehe unter VI).

5. Den *Verfestigungsvorgang* kann man sich hiernach und auf Grund der metallographischen Untersuchungen folgendermaßen denken. Bei Erreichung der *Streckgrenze* bricht das ursprüngliche Gerippe des inneren Aufbaues des Baustahles zusammen. Der zuerst an der Streckgrenze erreichte Spannungswert  $\sigma_S$  fällt stark ab, bei unseren Baustählen etwa um 5 bis 10%<sub>0</sub>. (Der dabei vorübergehend erreichte niedrigste Wert von  $\sigma$  im Bereich des Streckens wird neuerdings auch *untere Streckgrenze* genannt.) Bei der weiteren Verformung bilden sich *Gleitflächen*, die am äußeren Rande beginnen, sich in *Fließfiguren* daselbst äußern und nach innen zu fortschreiten. Die Zunahme der Formänderungsarbeit  $A$  (Gleichung 12) entsteht dadurch, daß

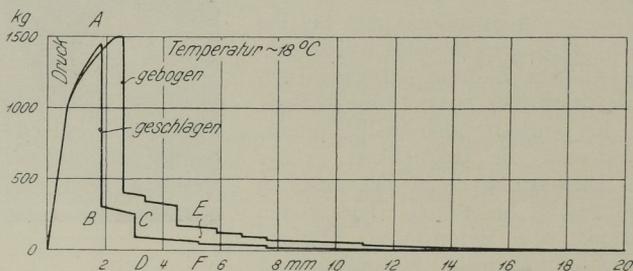


Abb. 6 a

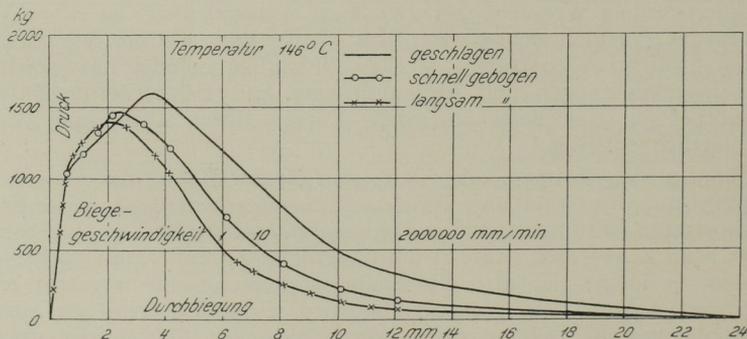


Abb. 6 b

sich die Kristalle auf diesen Gleitflächen verschieben (starke Zunahme der Dehnung  $\delta$ ), während sich die Kristallkörner gleichzeitig bis zu einem Höchstmaße fortschreitend verfestigen (Zunahme der Spannung  $\sigma$ ). Ist endlich die Formänderungsfähigkeit der einzelnen Kristallite durch Abschieben in den Gleitflächen erschöpft, so tritt der Verfestigungsbruch ein.

6. Als Beispiele verschiedener Bruchformen sind in Abb. 6 a bis 6 c die Er-

gebnisse der Versuche von Professor Dr. SCHWINNING-Dresden mit Biegeproben wiedergegeben.<sup>1</sup> Zunächst wurden bei 18° Probestäbe von 20 . 20 . 180 ccm mit sogenannte Normalspitzkerb von 8 mm Tiefe sowohl langsam gebogen, wie auch geschlagen, wobei die Durchbiegung *f* mit einem besonderen optischen Instrument gemessen wurde. Die lotrechten Strecken *AB*, *CD* und *EF* der Kraft-Durchbiegungslinie (Abb. 6 a) kennzeichnen den sich in den einzelnen Zeitabschnitten vollziehenden Trennungsbruch, bei dem keine meßbare Durchbiegung auftritt, also auch keine Formänderungsarbeit *A* geleistet wird. Die dazwischen liegenden nahezu wagrechten Strecken *BC* und *DE* entsprechen den Zeitabschnitten, in denen der Tren-

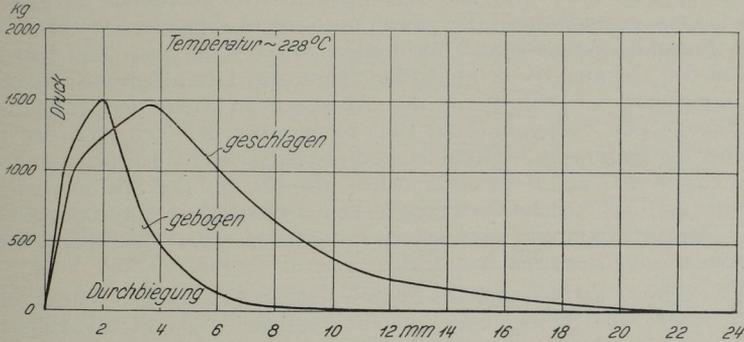


Abb. 6 c

nungswiderstand jeweils größer als der Verfestigungswiderstand geworden ist und sich jeweils ein Verfestigungsbruch mit Gleitverschiebungen ausbildete. Die Bruchflächen der Proben ließen deutlich die Verschiedenheit des Gefüges beider Brucharten in der gleichen Zeitfolge erkennen. Die Streifen des feinkörnigen Verfestigungsbruches erschienen feinkörnig, die des Trennungsbruches grob kristallinisch. Die Abb. 6 b und 6 c entsprechen den gleichen Versuchen bei 146° und 228°. Die Biegeschwindigkeiten der drei Proben der Abb. 6 b betragen 1 mm/Min., 10 mm/Min. und 200000 mm/Min. Bei 18° (Abb. 6 a) ist die von der Kraft-Durchbiegungslinie eingeschlossene Fläche, also die Arbeit bei dem langsam gebogenen Probestab um 69 v. H. größer als bei dem geschlagenen. (Bei den höheren Temperaturen der Abb. 6 b und 6 c ist dieses Verhältnis bezeichnenderweise umgekehrt.)

Der Biegeversuch läßt die *Bedeutung des Formänderungsvermögens* klar erkennen, die durch den Wert *A* nach Gleichung (12) zu messen ist. Je kleiner durch etwaige nachteilige Formgebung insbesondere starker *Querschnittsveränderungen* (siehe Abb. 5 b) das verformbare Körpervolumen *A B C D* wird, um so größer muß die Ladung *A* mit potentieller Energie sein, die bei einer gegebenen Menge der gesamten Energie auf die Raumeinheit entfällt, um so früher muß also die *Ladungsgrenze* oder der Bruch erreicht werden. Je nach der Gefügeart ist diese *Ladungsgrenze bei unseren Baustählen* verschieden. Sie beträgt nach den Dresdner Versuchen, aus der Spannungsdehnungslinie ermittelt, für die Bruchspannung  $\sigma_B$

$$\left. \begin{array}{l} \text{bei St. 37 } A_B = 490 \text{ bis } 860, \text{ i. M. } 675 \text{ kg/qcm} \\ \text{,, St. 48 } A_B = 760 \text{ kg/qcm} \\ \text{,, St. Si } A_B = 910 \text{ bis } 940, \text{ i. M. } 925 \text{ kg/qcm} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (13)$$

woraus die Überlegenheit des Siliciumstahles um etwa 14% gegenüber St. 37 hervorgeht (siehe auch unter IV, 3).

<sup>1</sup> Siehe Fußnote <sup>1</sup> auf S. 224.

#### IV. Der Sicherheitsgrad bei ruhender Belastung

Legt man die Spannungsdehnungslinie des Zugversuches (Abb. 1) und zwar die Gleichgewichtslinie zu Grunde, so hat man bei ruhender Last drei Möglichkeiten zur Beurteilung des Sicherheitsgrades, die wir kurz als *Spannungsmaßstab*, *Dehnungsmaßstab* und *Energiemaßstab* bezeichnen wollen.

Bisher war es stets üblich, als Maß der Anstrengung die Spannungen  $\sigma = P : F$  des einachsigen Spannungszustandes beim üblichen Zugversuch zu Grunde zu legen und sie mit den wirklichen Zug- und Druckspannungen mittig beanspruchter Stäbe eines Fachwerks oder mit den Randspannungen eines gebogenen Trägers zu vergleichen (*Spannungsmaßstab*). Da aber mit jedem Spannungszustand zwangsläufig ein Formänderungszustand verbunden ist, so kann man mit dem gleichen Rechte von den Dehnungen an Stelle der Spannungen ausgehen, also in der Spannungsdehnungslinie der Abb. 1 von den Abszissen an Stelle der Ordinaten (*Dehnungsmaßstab*). Das vollkommenste Bild bietet aber der Vergleich der Energiemengen oder der Ladungen der Raumeinheit des betrachteten Körpers, und zwar der Ladungsgrenze auf Grund des Zugversuches, also der von der Spannungsdehnungslinie begrenzten Fläche (siehe Gleichung 12) einerseits mit der errechneten Größe  $A$ , andererseits dem sogenannten elastischen Potential für die wirklichen Lasten und Spannungen (*Energiemaßstab*).

1. *Der Vergleich der Spannungen* ist in Übersicht I zusammengestellt, und zwar für die  $P$ -Grenze, die Streckgrenze und die Festigkeit. Da wir die ruhende Last (ohne Stoßzuschlag) betrachten, wurden die für Hochbauten maßgebenden Werte  $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/qcm}$  bei St. 37,  $1560 \text{ kg/qcm}$  bei St. 48 und  $1800$  bei St. Si zugrunde gelegt. Für den Sicherheitsgrad ist die Streckgrenze maßgebend, also  $\nu_2 = \sigma_S : \sigma_{zul}$ , das sich zwischen 2,0 und 2,3 bewegt. Hierbei sei auf die Unstimmigkeit hingewiesen, die darin besteht, daß bei St. 37  $\sigma_S = 2400 \text{ kg/qcm}$  einen Mittelwert darstellt, dagegen bei St. 48 und St. Si  $\sigma_S = 3120$  bzw.  $3600 \text{ kg/qcm}$  Mindestwerte. Für den wiederholt beobachteten Mindestwert  $\sigma_S = 1950 \text{ kg/qcm}$  bei St. 37 wird  $\nu_2 = 1950 : 1200 = 1,63$ , der bei St. 48 und St. Si tatsächlich auf 1,8 erhöht worden ist.

Übersicht I

	St. 37		St. 48		St. Si	
	min	max	min	max	min	max
$\nu_1 = \frac{\sigma_P}{\sigma_{zul}} =$	$\frac{1900}{1200} = 1,58$	$\frac{2160}{1200} = 1,80$	$\frac{2800}{1560} = 1,80$	$\frac{3240}{1560} = 2,08$	$\frac{3240}{1800} = 1,80$	$\frac{3690}{1800} = 2,05$
$\nu_2 = \frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} =$	$\frac{2400}{1200} = 2,0$	$\frac{2700}{1200} = 2,25$	$\frac{3120}{1560} = 2,0$	$\frac{3600}{1560} = 2,31$	$\frac{3600}{1800} = 2,0$	$\frac{4200}{1800} = 2,33$
$\nu_3 = \frac{\sigma_B}{\sigma_{zul}} =$	$\frac{3700}{1200} = 3,08$	$\frac{4300}{1200} = 3,59$	$\frac{4800}{1560} = 3,08$	$\frac{5800}{1560} = 3,72$	$\frac{5000}{1800} = 2,78$	$\frac{6000}{1800} = 3,33$
$\sigma_S : \sigma_B =$	0,65	0,63	0,65	0,60	0,72	0,67

Die Sicherheit gegen Überschreitung der  $P$ -Grenze  $\nu_1 = \sigma_P : \sigma_{zul}$  hat nur die Bedeutung, daß bei der Festlegung der amtlich zulässigen Beanspruchungen, z. B.  $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/qcm}$ , erwogen werden muß, welche Zuschläge in Wirklichkeit noch hinzukommen, die durch das übliche Rechnungsverfahren nicht erfaßt werden, und um wieviel bei ihrem Hinzutreten  $\sigma_P$  überschritten wird. Bei unseren Hochbauten sind dieses die Zusatzkräfte durch Wind, die der Nebenspannungen infolge

außermittiger Ausschlüsse und der Nebeneinflüsse, wie Ungenauigkeiten des Querschnittes, der Ausführung und der unsicheren Erfassung der Lasten und Stoßzuschläge. Die Erhöhung von  $\nu_1 = 1,58$  (oder 1,25 unter Annahme von  $\sigma_S = 1950$  und  $\sigma_P = 1525$  kg/qcm) bei St. 37 auf min.  $\nu_1 = 1,8$  bei St. 48 und St. Si ist daher eine Verbesserung.

Die Sicherheit gegen Überschreitung der Bruchspannung  $\sigma_B$ , also  $\nu_3$  wird heute nicht mehr als maßgebend angesehen. Dagegen wird besonderer Wert darauf gelegt, daß das in Übersicht I hinzugefügte Verhältnis  $\sigma_S : \sigma_B \leq 0,7$  ist, damit sich der Verfestigungsbruch einwandfrei vollziehen kann und der Trennungsbruch vermieden wird.

Um einen klareren Aufbau zu erhalten, ist künftig anzustreben, an Stelle von min  $\sigma_S$  sowie min  $\sigma_B$  und max  $\sigma_B$  bestimmte Mittelwerte vorzuschreiben mit zulässigen Abweichungen nach oben und unten, also z. B.

$$\begin{array}{ll} \text{für St. 37: } \sigma_S = 24 \pm 3 & \sigma_B = 40 \pm 3 \text{ in kg/qmm} \\ \text{„ St. 48: } \sigma_S = 33 \pm 3 & \sigma_B = 53 \pm 5 \text{ „ kg/qmm} \\ \text{„ St. Si: } \sigma_S = 39 \pm 3 & \sigma_B = 55 \pm 5 \text{ „ kg/qmm} \end{array}$$

Dann wäre auch max  $\sigma_S$  festgelegt. Das Verhältnis der Streckgrenzen würde sich nach diesem Vorschlag ergeben zu  $24 : 33 : 39 = 1 : 1,37 : 1,62$  (anstatt wie jetzt  $1 : 1,3 : 1,5$ ), so daß bei Beibehaltung der heutigen Werte für  $\sigma_{zul} = 1200, 1520, 1800$  kg/qcm eine erhöhte Sicherheit für St. 48 und Si-Stahl erreicht würde.

Der Vergleich der Spannungen wird künftig als einfachster Maßstab für die amtlichen Bestimmungen beibehalten werden müssen, obwohl er deshalb nur als roher Anhalt zu bezeichnen ist, weil das Proportionalitätsgesetz (siehe Abb. 1) nicht bis zur Streckgrenze gilt und das Verhältnis ( $\sigma : \sigma_S$ ) den wahren Spannungs-Dehnungsverlauf nicht richtig beschreibt. Neuerdings wird die Berechtigung des Spannungsmaßstabes vor allem für statisch unbestimmte Grundformen und für das Kontinuum bestritten<sup>1</sup> (siehe auch unter VI, 3), nicht aber für statisch bestimmte Systeme. Sein Hauptmangel ist meines Erachtens der rohe Vergleich eines allgemeinen wirklichen Spannungszustandes mit dem einachsigen Zustand des Zugversuches. In der Nähe des Auflagers eines Blechträgers z. B. wirken außer den Biegungsspannungen  $\sigma_x$  besonders bei kurzer Spannweite erhebliche lokale Pressungen  $\sigma_y$  im lotrechten Sinn und Schubspannungen  $\tau$ , die beide hier bei dem Spannungsmaßstab unberücksichtigt bleiben.

2. Der Vergleich der Dehnungen (Dehnungsmaßstab) war bisher nicht üblich, wird aber künftig wegen der bleibenden Dehnungen besonders bei statisch unbestimmten Grundformen Bedeutung gewinnen.

In Übersicht II sind die federnden Dehnungen  $\varepsilon$  und die bleibenden Dehnungen  $\eta$  für die P-Grenze und Streckgrenze von St. 37 und St. Si zusammengestellt (vgl. auch

Übersicht II

		$\sigma$ kg/qcm	$\varepsilon$	$\eta$	$\eta : \varepsilon$
St. 37	P-Grenze . . . . .	1900	$9,1 \cdot 10^{-4}$	$0,3 \cdot 10^{-4}$	0,033
	Streckgrenze . . .	2400	$11,4 \cdot 10^{-4}$	$6,6 \cdot 10^{-4}$	0,58
St. Si	P-Grenze . . . . .	3200	$15,5 \cdot 10^{-4}$	$0,3 \cdot 10^{-4}$	0,02
	Streckgrenze . . .	3600	$17,2 \cdot 10^{-4}$	$6,6 \cdot 10^{-4}$	0,40

<sup>1</sup> Siehe die in Fußnote <sup>1</sup> auf S. 223 zitierte Arbeit von GRÜNING.

die Gleichung 3 bis 9). Da man für eine gegebene Spannung  $\sigma$  jeweils rasch  $\epsilon = \sigma : E$  finden kann, so würde es ausreichen, für unsere verschiedenen Baustähle das Verhältnis ( $\eta : \epsilon$ ) bei verschiedenen Laststufen zu kennen, also  $\eta : \epsilon = f(\sigma)$ . Für St. 37 bzw. St. Si ist, soweit die jetzigen Versuche reichen, ( $\eta : \epsilon$ ) an der  $P$ -Grenze zu 1/30 bzw. 1/50, an der Streckgrenze aber zu 5/10 bis 6/10 bzw. zu 4/10 anzunehmen.

Übersicht III

	in kg/qcm	zul.	P-Grenze	Streck- grenze	Bruch- spannung	$A_P : A_{zul}$	$A_S : A_{zul}$	$A_B : A_S$
St. 37	$\sigma =$ $A =$	1200 0,34	1900 0,86	2400 2,81	4000 675	2,5	8,3	510
St. Si	$\sigma =$ $A =$	1800 0,78	3200 2,43	3600 5,16	5600 925	3,1	6,6	178

3. Der Vergleich der bezogenen Formänderungsarbeit (Energiemaßstab) ist grundlegend für alle wissenschaftlichen Betrachtungen (siehe Gleichung 12). In Übersicht III wurde z. B. für St. 37 der Wert berechnet

$$A_{zul} = \frac{1}{2} \sigma_{zul} \cdot \epsilon_{zul} = 0,34 \text{ kg/qcm} \text{ und } A_P = \frac{1}{2} \sigma_P \cdot \epsilon_P = 0,86 \text{ kg/qcm} \quad (14)$$

Ferner wurden die Werte  $A_S = 2,81 \text{ kg/qcm}$  und  $A_B = 675 \text{ kg/qcm}$  durch Planimetrieren der von der Spannungsdehnungslinie und der Dehnungsachse eingeschlossenen Fläche gefunden. Das Verhältnis  $A_P : A_{zul} = 2,5$  kann auch einfacher unmittelbar durch  $(\sigma_P^2 : \sigma_{zul}^2)$  berechnet werden. Für den Sicherheitsgrad ist auch hier die Streckgrenze maßgebend, also für St. 37 bzw. St. 48

$$v_2 = A_S : A_{zul} = 8,3 \text{ bzw. } 6,6 \dots \dots \dots (15)$$

In der letzten Spalte ist noch das Verhältnis von ( $A_B : A_S$ ) angegeben, das die Steigerung der Formänderungsfähigkeit im Verfestigungsbereich gegenüber dem Zustand an der Streckgrenze kennzeichnet.

Ein wesentlicher Vorteil dieses Verfahrens mit Hilfe des Energiemaßstabes besteht darin, daß für jeden Spannungszustand, für den die Normalspannungen  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  und die Schubspannungen  $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$  bekannt sind oder zu schätzen sind, das sogenannte *elastische Potential* nach der Elastizitätslehre zu

$$A = \frac{1}{2E} \cdot (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2) - \frac{1}{mE} (\sigma_x \sigma_y + \sigma_x \sigma_z + \sigma_y \sigma_z) + \frac{1}{2G} \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2) \dots \dots \dots (16)$$

berechnet werden kann. Dieser Wert stellt die Ladung der Raumeinheit im Bauwerk unter der vorliegenden Belastung dar und tritt an Stelle von  $A_{zul}$  in Gleichung (15), so daß

$$v = A_S : A \dots \dots \dots (17)$$

wird. Wirkt z. B. neben  $\sigma_x = \sigma_{zul}$ , noch  $\sigma_y = 0,2 \sigma_x$  und  $\tau_{xy} = 0,8 \sigma_x$ , so errechnet sich für  $m = \frac{10}{3}$  aus Gleichung (16)

$$A = 0,584 \frac{\sigma_x^2}{E} = 1,17 A_{zul},$$

weil nach Gleichung (14)  $A_{zul} = \frac{1}{2} \sigma_x \cdot \epsilon_x = \frac{1}{2} \frac{\sigma_x^2}{E}$  ist. Dann wird der Sicherheitsgrad  $v = 8,3 : 1,17 = 7,1$ .

Wird dagegen wie bei der Verdrehung  $\sigma_x = -\sigma_y$ , so ergibt sich nach Gleichung (16)

$$A = \frac{1}{2E} \left( \sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \frac{6}{10} \sigma_x \sigma_y \right) = 2,6 \cdot \frac{\sigma_x^2}{2E}$$

so daß der Sicherheitsgrad auf

$$\nu = 8,3 : 2,6 = 3,2$$

herabsinkt. Damit ergibt sich der Übergang zu den neueren Untersuchungen der Plastizitätslehre von GIRTLE, v. MISES und SCHLEICHER, bei denen es sich hauptsächlich um die Formulierung der Bedingung für das Fließen, der sogenannten Plastizitätsbedingung handelt.<sup>1</sup>

### V. Der Sicherheitsgrad beim Knicken

1. Die  $\sigma_K$ - $\lambda$ -Linie. Ist  $P_K$  die Knicklast eines gedrückten Stabes von der Länge  $l$ ,  $F$  der Querschnitt und  $i$  der Trägheitshalbmesser, so ist die sogenannte Knick-

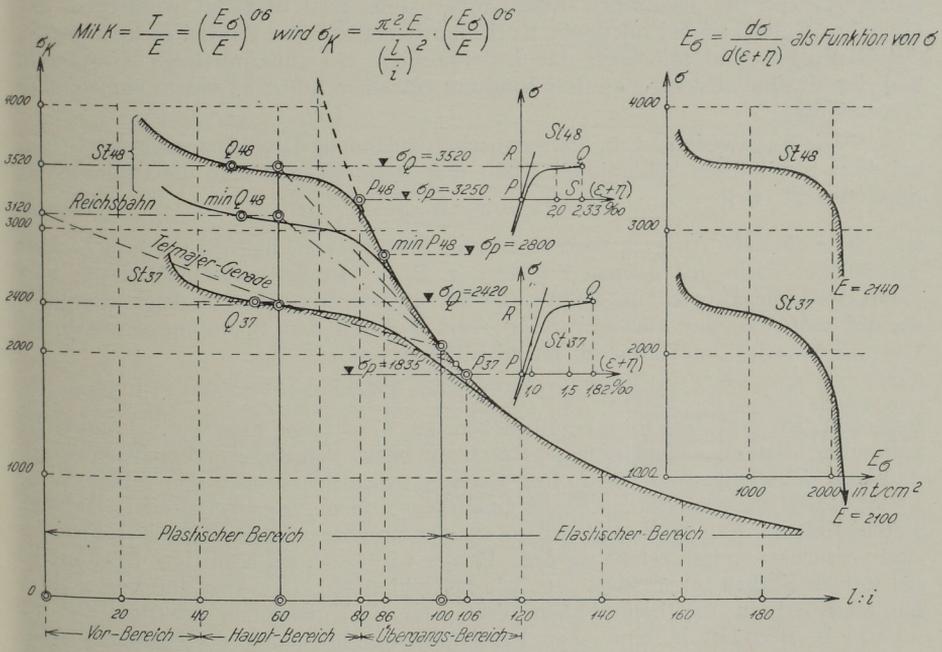


Abb. 7

spannung  $\sigma_K = P_K : F$  und der Schlankheitsgrad  $\lambda = l : i$ . Im Proportionalitäts- oder elastischen Bereich (siehe Abb. 1) gilt dann für mittigen Kraftangriff bekanntlich die EULER-Gleichung:

$$P_K = \frac{\pi^2 E J}{l^2} \text{ oder } \sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \dots \dots \dots (18)$$

und im plastischen Bereich (siehe Abb. 1) nach Engesser und von Karman die

<sup>1</sup> W. GEHLER, Kapitel Festigkeitslehre im Taschenbuch f. Bauingenieure. 5. Aufl., Verlag von Julius Springer, Berlin, S. 250.

sogenannte natürliche Knicklinie

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \cdot K \text{ mit } K = \left(\frac{E_\sigma}{E}\right) \cdot \frac{J_1}{J} + \frac{J_2}{J} \dots \dots \dots (19)$$

wofür nach dem Vorschlag des Verfassers<sup>1</sup> für den Eisenbau hinreichend genau  $K = (E_\sigma : E)^{0,6}$  gesetzt werden kann, so daß man

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \cdot \left(\frac{E_\sigma}{E}\right)^{0,6} \dots \dots \dots (20)$$

erhält. Sobald man aus der Spannungsdehnungslinie nach Gleichung (10) für den plastischen Bereich  $E_\sigma$  bestimmt hat, kann man die  $\sigma_K$ - $\lambda$ -Linie sowohl für  $\lambda \leq 100$  nach Gleichung (20), als auch im elastischen Bereich für  $\lambda > 100$  nach Gleichung (18) berechnen und in Abb. 7 auftragen, was daselbst für einen Baustahl mit  $\min \sigma_B = 37, 48$  und  $54 \text{ kg/qcm}$  geschehen ist. Außerdem ist die TETMAYER-Gerade und die als Ausgleichende anzusehende  $\sigma_K$ - $\lambda$ -Linie der Reichsbahn eingezeichnet worden.

Diese auf Grund unserer Dresdner Versuche tatsächlich aus der Spannungsdehnungslinie (Abb. 1) abgeleitet  $\sigma_K$ - $\lambda$ -Linie ist uns durch die umfangreichen Knickversuche des Deutschen Eisenbauverbandes voll bestätigt worden, so daß über ihre Gültigkeit bei mittigem Kraftangriff heute keine Zweifel mehr bestehen. Offene Fragen sind nur noch das Knickproblem bei außermittigem Kraftangriff und der Einfluß der sogenannten Bindung einzelner Stäbe zu einem einheitlichen Querschnitt.

2. Die  $\sigma_{\text{azul}}$ - $\lambda$ -Linie, d. h. die rechnerisch zulässigen Druckspannungswerte  $\sigma_{\text{azul}}$  bei einer bestimmten Schlankheit erhält man dadurch, daß man die Ordinaten  $\sigma_K$  durch  $\nu$  teilt, weil

$$\nu = \sigma_K : \sigma_{\text{azul}} \dots \dots \dots (21)$$

ist. Diese einfache Aufgabe wird nur dadurch verwickelt, daß man sich nicht dazu entschließen kann, für  $\nu$  einen Festwert, z. B. 3 oder 2,5 zu wählen. Dann wäre die  $\sigma_{\text{azul}}$ - $\lambda$ -Linie affin zur  $\sigma_K$ - $\lambda$ -Linie und ihre Erörterung gegenstandslos. Hiergegen wendet man ein, daß für  $\lambda = 0$  der Wert  $\nu$  durch den Spannungsmaßstab des Quetschversuches, und zwar im Hochbau bereits zu

$$\nu_0 = \sigma_S : \sigma_{\text{zul}} = 2400 : 1200 = 2,0$$

festgelegt ist und bei Eisenbahnbrücken zu  $\nu_0 = 2400 : 1400 = 1,7$ . Andererseits behauptet man, ohne hierfür meines Erachtens bisher den Beweis erbracht zu haben, daß die Sicherheit  $\nu$  im elastischen Bereich wesentlich größer sein müsse, z. B.  $\nu = 3,5$ , weil die schlankeren Stäbe gefährlicher seien. Aber gerade der elastische Bereich mit der EULER-Hyperbel kann meines Erachtens am schärfsten rechnerisch und versuchstechnisch erfaßt werden. Ferner wirkt sich außermittiger Kraftangriff bei kurzen Stäben ungünstiger aus, wie bei schlanken. Der Anschluß von  $\nu$  an  $\nu_0$  hat aber deshalb nur theoretischen Wert, weil die Knickgefahr praktisch erst bei  $\lambda = 40$  in Betracht kommt. *Zur Vereinfachung wäre daher die Festlegung eines festen Sicherheitsgrades z. B.  $\nu = 2,5$  und eine besondere scharfe Erfassung des Einflusses außermittigen Kraftangriffes zu empfehlen.*

Eine weitere Herabsetzung von  $\nu$  ist deshalb nicht ratsam, weil der Knickvorgang ein *Stabilitätsproblem* ist. Sobald eine gewisse Ladung der Raumeinheit eines Stabes von bestimmter Schlankheit erreicht ist, knickt er *plötzlich* aus. Die äußerst wertvolle Reserve des dritten Bereiches, des Verfestigungsbereiches (siehe Abb. 2) fällt hier fort. Deshalb muß hier  $\nu$  größer als bei gezogenen Stäben sein. Auch müssen durch diesen Sicherheitsgrad alle Nebeneinflüsse gedeckt werden,

<sup>1</sup> W. GEHLER, Die Spannungsdehnungslinie im plastischen Druckbereich und die Knickspannungslinie. Verhandlungen des 2. Internationalen Kongresses für techn. Mechanik. Zürich 1926. Verlag von Orell Füssli, Zürich.

die in einer Ungenauigkeit des Querschnittes, der Ausführung und der unsicheren Erfassung der Lasten und der Stoßzuschläge bestehen können.

## VI. Der Sicherheitsgrad bei häufig wechselnden Belastungen

1. Sobald die Lasten ihre Größen wechseln, also nicht ständig bis zum Bruche zunehmen, ist es unerlässlich notwendig, den *Einfluß der Zeit T* zu berücksichtigen. Von unseren Brückenmeßgeräten wird er bekanntlich als *Zeitdehnungslinie* ( $T$ - $\delta$ -Linie) aufgezeichnet, aus der, solange  $\sigma < \sigma_P$  ist, die *Zeitspannungslinie* ( $T$ - $\sigma$ -Linie) durch Maßstabsveränderung hervorgeht, weil  $\sigma = E \cdot \delta$  ist. In Abb. 8 ist nach

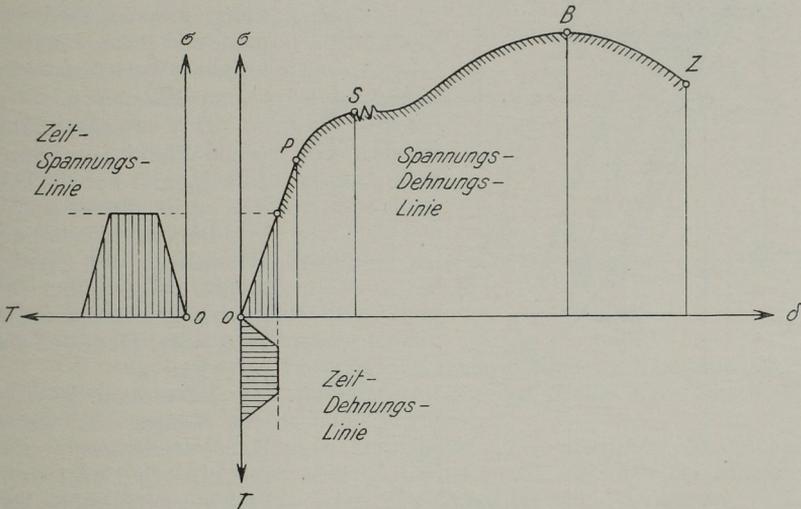


Abb. 8

Vorschlag des Verfassers außer der Spannungsdehnungslinie ( $\sigma$ - $\delta$ -Linie) als Aufriß auch noch die von den Meßgeräten aufgezeichnete Zeitdehnungslinie ( $T$ - $\delta$ -Linie) als Grundriß und die Zeitspannungslinie ( $T$ - $\sigma$ -Linie) als Seitenriß dargestellt. Man denke sich bei einem Versuche den Zugstab in der Zerreißmaschine bis zu einer Laststufe von etwa  $\frac{2}{3}\sigma_P$  belastet. Dann stellen die lotrecht und wagrecht schraffierten Flächen die drei Projektionen der von der Zeit-Spannungs-Dehnungslinie begrenzten Flächen dar. Damit erhalten wir die *räumliche Darstellung einer Zeit-Spannungs-Dehnungslinie* in drei Projektionen mit den Achsen  $T$ ,  $\sigma$  und  $\delta$ . Sie bietet den Vorteil, auch verwickelte dynamische Versuchsvorgänge durch das Bild der Zeichnung zu veranschaulichen. Als Beispiel hierfür diene Abb. 9, die den sogenannten ersten BAUSCHINGERSCHEN Satz darstellt. Dieser Satz lautet:

„Die Elastizitätsgrenze (die übrigens auch BAUSCHINGER mit der  $P$ -Grenze zusammenfallen läßt) wird durch eine Beanspruchung  $\sigma > \sigma_S$  herabgeworfen, oft bis auf Null, so daß die Probestücke, wenn sie unmittelbar nach dem Strecken und Entlasten wieder gemessen werden, gar keine oder eine bedeutend niedrigere Elastizitätsgrenze haben. In der Zeit der Ruhe aber, die nach der auf das Strecken vorgenommenen Entlastung verstreicht, hebt sich auch die Elastizitätsgrenze wieder, erreicht nach mehreren Tagen die Belastung, mit welcher gestreckt wurde und wird nach genügend langer Zeit, sicher nach mehreren Jahren, selbst über diese Belastung hinaus gehoben.“

Dieser verwickelte Versuchsvorgang läßt sich durch die  $\sigma$ - $\delta$ -Linie der Abb. 9 a und die  $T$ - $\delta$ -Linie der Abb. 9 b veranschaulichen.

a) *Erstmaliges Belasten.* Versuchsbeginn Punkt 1, im Punkt 2 wird  $\eta_P = 1/300/00$

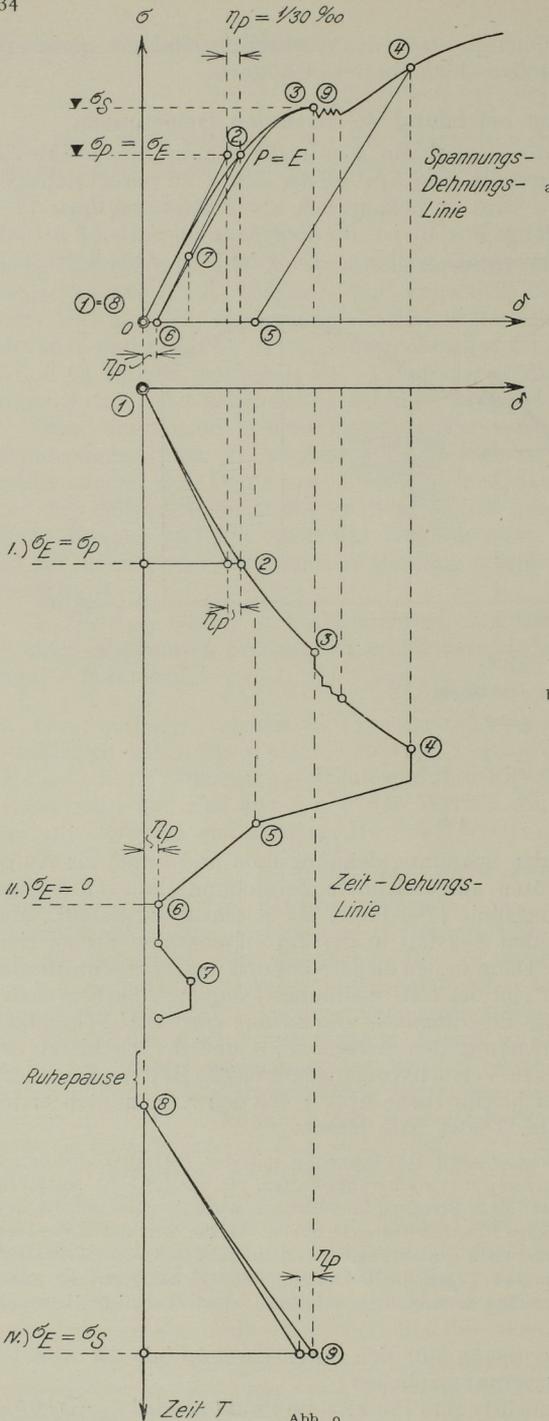


Abb. 9

erreicht. (Dieses Maß kennzeichnet jeweils die  $P$ -Grenze = Elastizitätsgrenze  $\sigma_E$ .) Die Streckgrenze im Punkt 3 wird durchlaufen bis zum Punkt 4 ( $\sigma > \sigma_S$ ).

b) Entlasten bis zur Laststufe  $\sigma = 0$ , d. h. Punkt 5 mit einer starken bleibenden Dehnung, die aber rasch zurückgeht und zwar entweder bis auf einen Wert  $> \eta_P$  oder  $= \eta_P$ .

c) Ruhepause.  
d) Nochmaliges Belasten (siehe Punkt 8). Dann wird z. B.  $\eta_P$  erst bei einem Werte  $\sigma = \sigma_S$  im Punkt 9 erreicht.

Die drei verschiedenen Höhenlagen der Elastizitätsgrenze bei den drei Teilvorgängen a, b und d sind somit I.  $\sigma_E = \sigma_P$ , II.  $\sigma_E = 0$  und IV.  $\sigma_E = \sigma_S$ .

2. Das durch das WÖHLERSche Gesetz und die zwölf BAUSCHINGERSchen Gesetze gegebene Bild über das Verhalten des Baustahles bei häufig wiederholter Belastung, insbesondere auch bei Schwingungen, bedarf zur Aufklärung noch weiterer umfangreicher Versuche. Eine klare Auffassung auf Grund der aus diesen älteren Versuchen zu ziehenden Folgerungen für den plastischen Bereich bietet die Darstellung von F. BLEICH.<sup>1</sup>

Erster Fall: Ein Stab wird bis zur Zugspannung  $\sigma_1$  belastet, die beträchtlich über der Elastizitätsgrenze  $\sigma_E = \sigma_P$  liegt (Abb. 10) und wieder entlastet (Linie  $0-E-1-1'$ , wobei  $1-1'$  parallel zu  $0-E$ ). Bei nochmaliger Belastung wird die Spannungsdehnungslinie  $1' 2$

<sup>1</sup> FR. BLEICH, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Berlin. Verlag von Julius Springer, 1924. S. 82.

bis zur Spannung  $\sigma_1$  nahezu geradlinig. Hierbei zeigen sich aber schon bei den niedrigsten Laststufen beträchtliche bleibende Dehnungen, die nahezu verhältnismäßig mit den Spannungen wachsen (siehe die wagrecht gestrichelten Flächenteile zwischen 1-1' und 1'2). Die Elastizitätsgrenze ist somit auf Null herabgeworfen worden. Ferner ist der Neigungswinkel von 1'2 gegen die Dehnungsachse kleiner als der von O-E, also ist auch nach Gleichung (10) der Festwert des Elastizitätsmaßes kleiner geworden. Bei den weiteren Belastungen wiederholt sich dieses Spiel, wobei immer weitere Dehnungen  $\eta$  (siehe die gestrichelten Flächen der Abb. 10) hinzutreten. Die gesamte Formänderungsarbeit  $A$  (siehe Gleichung 12), die z. B. durch die Fläche O-E-1-2-3-4-4' dargestellt ist und ständig weiter wächst, wird schließlich so groß, daß das Arbeitsvermögen des Körpers erschöpft ist und der Stab zerrißt.

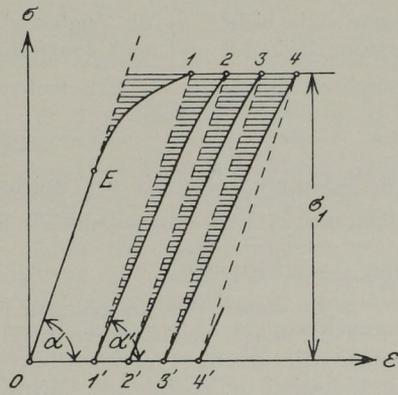


Abb. 10

*Zweiter Fall:* Liegt die Spannung  $\sigma_1$  unterhalb der Elastizitätsgrenze  $\sigma_E = \sigma_P$ , so treten bei Wiederholung der Belastung keine nennenswerten bleibenden Dehnungen hinzu.

Die im Stab aufgespeicherte Formänderungsarbeit wird nach jedesmaliger Entlastung zurückgewonnen. Das Arbeitsvermögen des Stabes kann durch derartig wiederholte Belastungen nie erschöpft werden.

Bei wiederholten Belastungen empfehlen sich hinsichtlich des Sicherheitsgrades folgende beiden Forderungen: Zunächst muß, wie auch bei ruhender Belastung, *hinreichende Sicherheit gegen Überschreitung der Streckgrenze* vorhanden sein. Hierzu kommt noch als zweite Forderung *hinreichende Sicherheit gegen Überschreitung der im folgenden noch weiter zu erörternden Arbeitsfestigkeit*. Zur Begründung der Forderung der Streckgrenze sei die zuerst von WÖHLER gefundene und von BAUSCHINGER erklärte Tatsache angeführt, daß kein Bruch herbeigeführt wird, falls die gleichsinnigen Spannungsgrenzen in unserem plastischen Bereich liegen ( $\sigma_P < \sigma < \sigma_S$ ). Durch wiederholte Beanspruchungen wird die ursprüngliche Elastizitätsgrenze  $\sigma_E$  über die obere Beanspruchungsgrenze hinausgehoben. Dabei wird der Arbeitsvorgang zu einem rein elastischen. Die im Stab aufgespeicherte Formänderungsarbeit wird also nach jedesmaligem Entlasten vollständig zurückgewonnen. Eine Erschöpfung des Arbeitsvermögens des Stabes ist daher unmöglich. Die sogenannte *Ursprungsfestigkeit*  $\sigma_u$  (jene Anstrengung, die der Baustoff trotz vielfacher Wiederholung zwischen 0 und  $\sigma_u$  gerade noch erträgt) wird hiernach wahrscheinlich mit der *Streckgrenze* nahezu übereinstimmen. Die *Schwingungsfestigkeit* (jene Anstrengung, die der Baustoff trotz vielfachen Wechsels zwischen einer Zug- und Druckspannung gleicher Größe gerade noch erträgt), ist nach BAUSCHINGER gleich der *Elastizitätsgrenze*  $\sigma_E = \sigma_P$  beim erstmaligen Versuch anzunehmen, die auch *natürliche Elastizitätsgrenze*  $\sigma_E$  genannt wird. Damit soll der Wert  $\sigma_E$ , der weder durch Walzen und Strecken künstlich erhöht, noch durch den Wechsel von Zug und Druck oder Erwärmen künstlich erniedrigt worden ist, bezeichnet werden.

Das zunächst verwickelt erscheinende Gesamtbild vereinfacht sich somit dahin, daß auch hier wie bei unseren bisherigen Betrachtungen die beiden Grenzen des plastischen Bereiches, die Elastizitäts- oder Proportionalitätsgrenze  $\sigma_E = \sigma_P$  als Schwingungsfestigkeit und die Streckgrenze  $\sigma_S$  als Ursprungsfestigkeit, maßgebend zu sein scheinen.

Unter *Arbeitsfestigkeit* wird die Festigkeit des Baustoffes beim Wechsel zwischen einer größten Druckkraft  $S_{\min}$  und einer größten Zugkraft  $S_{\max}$  verstanden. Auf Grund der Arbeiten von LAUNHARDT und WEYRAUCH ist sie anzunehmen zu

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \cdot \sigma_B \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \dots \dots \dots (22)$$

wobei, wie bisher,  $\sigma_B$  die Zugfestigkeit bei einmaliger, langsam anwachsender Belastung bedeutet und auch *Tragfestigkeit* genannt wird. Sind  $S_{\min}$  und  $S_{\max}$  gleichgerichtet, so liegt  $\left( \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right)$  zwischen 0 und 1. Hieraus ergibt sich für  $S_{\min} = 0$  als Grenzfall

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_B = \text{wiederum rd. } \sigma_S \dots \dots \dots (23)$$

Die bekannte Vorschrift der Reichsbahn ist aus Gleichung (22) abgeleitet (siehe BLEICH a. a. O., S. 93), wobei  $\frac{S_{\max}}{F_n}$  an Stelle von  $\sigma_a$  und  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/qcm}$  an Stelle von  $\frac{2}{3} \sigma_B$  tritt.

3. Zu diesen versuchsmäßigen Erfahrungen fügt M. GRÜNING auf Grund von Untersuchungen nach der Elastizitätslehre und Statik eine Reihe von Folgerungen hinzu.<sup>1</sup> Er erörtert vor allem die Frage, welcher Spannungszustand den Bruch eines statisch unbestimmten Fachwerkes bedingt, um sodann auf die Grenze der Tragfähigkeit zu schließen. Dabei wird aber nicht die Bruchspannung oder die Streckgrenze zu Grunde gelegt, sondern die Ursprungsfestigkeit, weil diese besonders für Eisenbahnbrücken mit häufig wiederholten Belastungen in Betracht kommt. Er geht dabei von dem Formänderungsgesetz der Gleichung (6) aus und setzt zunächst voraus, daß die Elastizitätsgrenze nur in solchen Stäben beliebig überschritten wird, die als überzählige eines statisch bestimmten Systems aufgefaßt werden können. Dabei besteht also immer ein stabiles System, in dessen Stäben ein Überschreiten der Elastizitätsgrenze nicht stattfindet (Erster Fall). Sodann wird diese Erörterung auch auf den Fall der Überschreitung der Elastizitätsgrenze in einzelnen Stäben des bezeichneten stabilen Systems ausgedehnt (Zweiter Fall).

Für den Eisenbrückenbau ist die Folgerung GRÜNING'S von besonderer Bedeutung, daß Temperaturspannungen nicht als Hauptspannungen behandelt werden dürfen, wie es nach den Reichsbahnvorschriften geschieht. Richtiger wäre die Vorschrift, daß alle Einflüsse, infolge Wärme, Stützenverschiebungen und der Wirkung der tragbaren Last, bleibende Dehnungen von einer bestimmten Größe nicht überschreiten dürfen. Hier wird also die Anwendung eines Dehnungsmaßstabes für den Sicherheitsgrad gefordert (siehe oben unter IV, 2). GRÜNING kommt zu der Auffassung, daß bei statisch unbestimmten Fachwerken die Vorschrift einer zulässigen Spannung überhaupt aufgegeben und durch die Forderung ersetzt werden sollte: Die tragbare Last in jeder möglichen Laststellung soll ein bestimmtes Vielfaches der wirkenden Last sein. Diese Forderung ist bekanntlich im Eisenbetonbau schon wiederholt erörtert worden. Der Sicherheitsgrad  $\nu$  ist dann naturgemäß das Verhältnis der tragbaren Last (sonst als Bruchlast bezeichnet) zur wirkenden Last (sonst als Nutzlast bezeichnet). Dieser Sicherheitsgrad brauche nicht größer gewählt zu werden, als das bei statisch bestimmten Fachwerken maßgebende Verhältnis  $\nu = \frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}}$ . Die Gewichtsersparnis, die sich bei dieser Auffassung für den Eisenbau ergibt, ist zwar nicht beträchtlich. Bedeutsam ist aber die weniger nachteilige Einschätzung des Einflusses von Temperaturänderungen, Stützenverschiebungen und des Spannungswechsels in Fachwerkstäben.

<sup>1</sup> Siehe die auf Seite 223 zitierte Arbeit von GRÜNING.

Auch für das Kontinuum müßte nach der Elastizitätslehre jeweils ein zusammenhängendes Spannungs- und Verzerrungsbild Aufschluß über die Festigkeit geben. Unter der Einwirkung wiederholter Belastungen entstehen nämlich so lange bleibende Verzerrungen, bis die Formänderung eine rein elastische geworden ist. Voraussetzung ist hierbei jedoch, daß überhaupt ein Spannungszustand statisch möglich ist, der in keinem Punkte die Elastizitätsgrenze überschreitet. Die von den Amerikanern J. G. WILSON und P. HATH durchgeführten Versuche mit gelochten Zugstäben unter Millionen von Spannungswechseln können schon heute hierfür als Beweis dienen.

Die Vorstellung des *Spannungsausgleiches im Augenblicke des Fließens* wird durch die neueren Auffassungen der *Plastiko-Dynamik* noch weiter vertieft.<sup>1</sup> Jede Raumeinheit weist eine bestimmte Kapazität von elastischer Gestaltungsenergie auf, die erschöpft ist, sobald der plastische Zustand, also die Streckgrenze, erreicht wird. Im Augenblicke des Fließens läuft aber die Spannungsdehnungslinie (siehe Abb. 1 und 2) zur Dehnungsachse parallel, d. h. die Dehnungen wachsen unabhängig von den Spannungen. Hieraus folgt, daß die mit elastischer Gestaltungsenergie gesättigten Raumeile jede weitere Aufbürdung von neuer Belastung selbsttätig abzuleiten suchen. Bei steigender Belastung wird somit infolge des kontinuierlichen Zusammenhanges der Massenteile bei statisch unbestimmten Systemen oder im Kontinuum der „elastische Energiestrom“ in solche Raumeile geleitet, deren Kapazität noch nicht erschöpft ist. Aus bedrohten Zonen, wie z. B. bei Knotenblechen und gelochten Stäben, werden die inneren Kräfte in weniger beanspruchte Zonen abwandern. Folglich herrscht das Bestreben vor, jeden Raumteil nach Möglichkeit bis zu seiner äußersten Tragfähigkeit heranzuziehen. Die aufgespeicherte elastische Verformungsenergie läßt sich trotz des plastischen Zustandes der Raumeile wieder zurückgewinnen. Treten jedoch noch Verfestigungen im Körper hinzu, wie es besonders in unserem dritten Bereich der Fall ist (siehe Abb. 1), so bewirken diese, daß die Kapazität der Raumeile für Verformungsenergie bei erneuter Belastung erhöht wird.

Für den Eisenbau ist hieraus zu schließen, daß z. B. die Nebenspannungen infolge starrer Knotenverbindungen nicht gleichwertig mit den Grundspannungen sind und ihnen auch nicht ohne weiteres zugezählt werden dürfen. Sie sind somit infolge dieses selbsttätigen Spannungsausgleiches im allgemeinen nicht so hoch einzuschätzen, wie früher allgemein geglaubt wurde.

4. Zur Beurteilung des Verhaltens von Baustahl in unserem *dritten Bereiche, dem Verfestigungsbereich*, mögen endlich die Ergebnisse aus neueren Versuchen dienen, die der Verfasser gemeinsam mit Dr. FINDEISEN-Dresden 1923 durchgeführt hat und die in guter Übereinstimmung mit den Arbeiten von BAUSCHINGER und GRÜNING stehen. Ein zylindrischer Druckkörper mit  $h = 3d$  wurde bis zur Dehnung  $\delta = \varepsilon + \eta = 5\%$  belastet und seine Dehnungslinie bestimmt. Sodann wurde er von neuem abgedreht, so daß die entstandenen Ausbauchungen verschwanden und er genau so wie vor dem Versuche aussah. Er wurde wiederum bis zu  $\delta = 5\%$  belastet, so daß der Baustoff die gesamte Dehnung von  $10\%$ , also eine sehr starke bleibende Reckung erlitten hatte. Das Spiel wiederholte sich beim dritten Versuch, dem der um  $10\%$  verkürzte Körper unterzogen wurde und beim vierten Versuch mit dem um  $15\%$  verkürzten Körper.

*Ergebnis:* Die Quetschgrenze stieg bei den vier Versuchen von 36 auf 49, auf 58 und auf 64 kg/qmm. Das Elastizitätsmaß war nahezu gleich groß geblieben und

<sup>1</sup> R. v. MISES, *Mechanik der festen Körper in plastisch deformablem Zustand*. Göttinger Nachr. math.-phys. Kl. 1913, S. 582 und TH. WYSS, *Die Kraftfelder in festen elastischen Körpern und ihre praktischen Anwendungen*. Verlag von Julius Springer, Berlin, 1926.

betrug im Mittel  $E = 2140 \text{ t/qcm}$ . Dabei war eine Abweichung von  $+12\%$  nach oben und  $-8\%$  nach unten festzustellen und ferner eine leichte Krümmung der früher geradlinig verlaufenden Linie, also der HOOKEschen Geraden, im ersten Bereich. Bemerkte sei noch, daß diese Abweichungen in der Größe von  $E$  nach dem vierten Versuch nur noch  $+0\%$  und  $-8\%$  waren, also im Mittel  $-4\%$ , was einem Elastizitätsmaß von etwa  $2060 \text{ t/qcm}$  entspricht.

*Folgerungen:* Überschreitet man bei Zug- oder Druckstäben die Streckgrenze, so tritt eine Verdichtung, also eine Umlagerung der Kristallite ein, der Baustoff härtet sich; seine Grenzen, also die Fließgrenze und damit auch die  $P$ -Grenze oder Elastizitätsgrenze erhöhen sich. Nach wiederholten derartigen Belastungen nimmt das Elastizitätsmaß nach anfänglich stärkeren Schwankungen nahezu den gleichen Wert wie im ursprünglichen Zustand wieder an. Es stellt sich somit allmählich wiederum ein elastisches Arbeiten, jedoch mit einer erhöhten Elastizitätsgrenze und Streckgrenze ein. Der einzige Nachteil besteht darin, daß diese fortschreitende Verdichtung eine *Selbsthärtung* erzeugt und daß dabei die Reserve, die im Verdichtungsgebiete liegt, mehr und mehr aufgezehrt wird.

*Zusammenfassend* ergibt sich heute folgendes Bild. Die  $P$ -Grenze oder Elastizitätsgrenze und die Streckgrenze sind zwei Schwellen, deren Überschreitung eine besondere Bedeutung hat. Ist das System *statisch bestimmt*, so muß die Streckgrenze eingehalten werden. Ist es dagegen *statisch unbestimmt* oder ein *Kontinuum*, so bringt *selbst eine Überschreitung der Streckgrenze keine Gefahr*, sondern nur eine *Gefügeänderung*, eine Verdichtung im Aufbau der Kristallite und eine selbsttätige Erhöhung dieser Grenzen. Je stärker diese Überschreitung der Streckgrenze aber ist, um so mehr wird die *Verdichtungsreserve*, die in den plastischen Stoffen liegt, erschöpft.

## VII. Die Arbeitsleistungslinie

Die Berücksichtigung des Einflusses der Zeit erhöht die Mannigfaltigkeit der Versuchsergebnisse so stark, daß versucht werden muß, gewisse einfache Darstellungsmittel zu finden, um für die Technik klare Folgerungen ziehen zu können. Nach Vorschlag des Verfassers kann hierfür eine Arbeits-Leistungs-Linie dienen.

Vergleicht man z. B. die gesamte Arbeit eines Spaziergängers und eines Schnellläufers, die beide dieselbe Wegstrecke zurücklegen, jedoch in wesentlich verschiedenen Zeiten, so kann der Vorgang durch folgende Grundbegriffe beschrieben werden.

a) Zunächst muß ein *Energieumwandelungsgesetz* bekannt sein, z. B. durch Messung des Sauerstoffverbrauches in beiden Fällen.

b) Als erste Grundgröße ist die *Arbeit* während jedes Zeitabschnittes maßgebend (z. B. bei einem rollenden Wagen das Produkt aus Wagengewicht, Reibungsbeiwert und Wegstrecke).

c) Außerdem aber ist die *Leistung* kennzeichnend, d. i. die Arbeit geteilt durch die Zeit, also

$$L = \frac{A}{T} \text{ in } \left( \text{kg} \frac{\text{m}}{\text{sek}} \right) \dots \dots \dots (24)$$

In unserem Fall des Zerreiversuches ist das Energieumwandelungsgesetz durch die Spannungsdehnungslinie dargestellt, weil die von ihr begrenzten Flächen die in der Raumeinheit aufgespeicherte Energiemenge oder die bezogene Formänderungsarbeit  $A$  angeben. (Z. B.  $A_{\text{I}}$  von 0 bis zur  $P$ -Grenze,  $A_{\text{II}}$  von 0 bis zur Streckgrenze und  $A_{\text{III}}$  von 0 bis zur Bruchspannung. Abb. 1).

Trägt man nunmehr diese Werte  $A_I$ ,  $A_{II}$  und  $A_{III}$  als Ordinaten in Abb. II a auf und die Zeitdauer, die bis zur Ladung mit diesen Energiemengen verstreicht, als Winkel  $\vartheta_I$ ,  $\vartheta_{II}$ ,  $\vartheta_{III}$  mit den Fahrstrahlen o-I, o-II und o-III, so ist z. B.

$$\operatorname{tg} \vartheta_{II} = \frac{y_{II}}{x_{II}} \text{ oder } x_{II} = \frac{y_{II}}{\operatorname{tg} \vartheta_{II}}.$$

Trägt man somit als Ordinaten  $y_{II}$  die Größe der Arbeit  $A_{II}$  auf und als  $\operatorname{tg} \vartheta_{II} = T_{II}$  die Zeitdauer, so muß nach Gleichung (24)

$$x_{II} = L_2$$

die Leistung darstellen. Man kann somit aus jedem Energieumwandelungsgesetz, z. B. der Spannungs-Dehnungs-Linie für verschiedene Abschnitte diese Größen  $A$  und  $L$

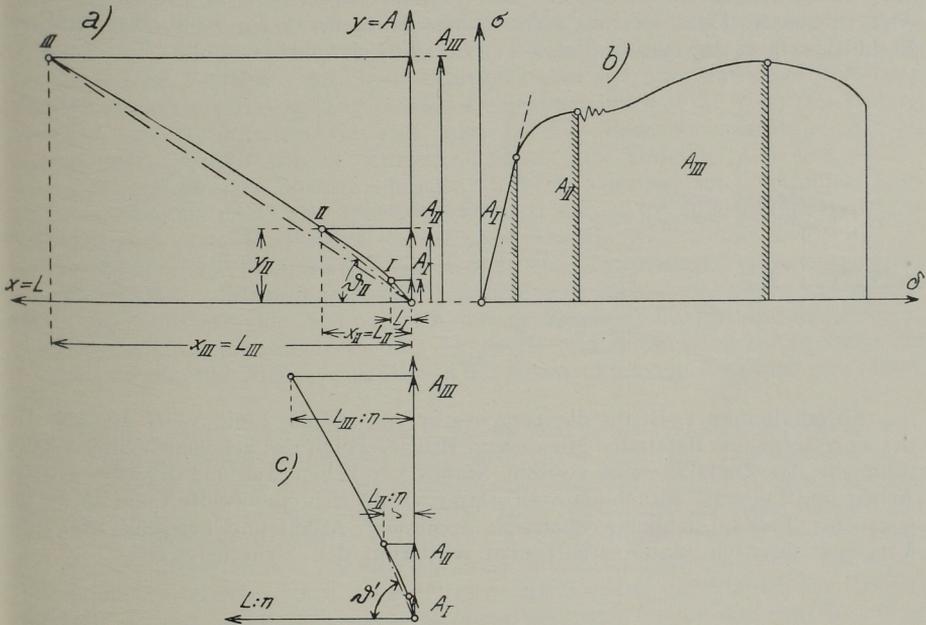


Abb. II

bestimmen und die zugehörigen Punkte im Arbeitsleistungsdiagramm auftragen. So erhält man eine Arbeitsleistungslinie, z. B. hier des Probestabes beim Zerreißversuch, und zwar eine bestimmte Linie beim Gleichgewichtsversuch und eine andere Linie beim Stoßversuch.

Bemerkte sei noch, daß die Winkel  $(90^\circ - \vartheta)$  jeweils der Geschwindigkeit verhtnisgleich sind, weil  $\operatorname{tg} (90^\circ - \vartheta) = \frac{1}{\operatorname{tg} \vartheta}$  ist und sich die Geschwindigkeiten umgekehrt wie die Zeiten verhalten. Den einen Grenzfall bildet  $\operatorname{tg} \vartheta = 0$ , bei dem die Geschwindigkeit unendlich groß und die Zeitdauer äußerst klein ist. Der andere Grenzfall ergibt sich zu  $\operatorname{tg} \vartheta = 1$ , also für  $\vartheta = 45^\circ$ , bei dem die Zeit vollständig ausscheidet.

Der Grundgedanke des Verfahrens besteht nun darin, daß einmal die Arbeitsleistungslinie aufgetragen wird, die sich für den Probekörper durch Versuche ergibt.

Sie stellt eine Grenzlinie dar. Sodann ist eine zweite Linie für die tatsächlich wirkenden Lasten aufzutragen unter Berücksichtigung der Spannungen oder Dehnungen und der Zeitdauer des Arbeitsvorganges. Das Verhältnis der Ordinaten beider Linien gibt dann den Sicherheitsgrad  $\nu$ .

2. Als *Beispiel* mögen die Ergebnisse der *Versuche von SCHWINNING-Dresden* (siehe oben unter III, 6) aufzeichnet werden. In Abb. 12 sind die aus den Lastdurchbiegungslinien (Abb. 6) zunächst berechneten Werte  $A$  als Ordinaten aufgetragen. Da bei diesem Versuch auch die Zeiten und Geschwindigkeiten gemessen wurden, und zwar  $v_1 = 1$  mm/Min.,  $v_2 = 10$  mm/Min. und  $v_3 = 200\,000$  mm/Min., konnten hier auch die Leistungsgrößen berechnet und als Abszissen eingetragen werden. Falls die sehr großen Werte  $x = L$  für den Stoßversuch bei der Auftragung unerwünscht sind, kann man eine Maßstabsveränderung dadurch vornehmen, daß man die Abszissen  $x = L$  durch einen Festwert  $n$ , in Abb. 11 c z. B.  $n = 3$  (in Abb. 11 c) teilt. Dann ist zwar nicht mehr z. B.  $\text{tg } \vartheta_{II} = T_{II}$ , wohl aber bleibt das Verhältnis  $\text{tg } \vartheta_I : \text{tg } \vartheta_{II} : \text{tg } \vartheta_{III} = T_I : T_{II} : T_{III}$  gewahrt.

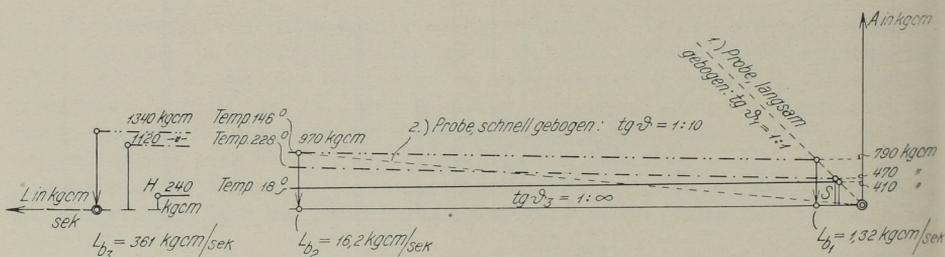


Abb. 12

So erhält man z. B. für die Temperatur von  $18^\circ$  die Linie S—H der Abb. 12, die eine Grenzlinie darstellt. Mit diesem Bruchversuch des gebogenen Stabes kann nunmehr der Zustand eines zweiten Stabes verglichen werden, der eine gewisse Arbeit und Leistung aufnehmen soll. Damit ergibt sich eine zweite Linie für die im gegebenen Fall tatsächlich vorhandene Spannung, Arbeit und Leistung. Aus dem Vergleich ihrer Ordinaten erhält man wiederum den Sicherheitsgrad.

## Diskussion

*Prof. GEHLER leitet die Diskussion wie folgt ein:*

*Prof. GEHLER introduces the discussion with the following statements:*

*La discussion s'ouvre par la communication suivante de M. le Prof. GEHLER:*

Als Berichterstatter möchte ich noch folgende drei Leitsätze anfügen.

1. Bei rein statischer Belastung und bei normaler Querschnittsausbildung der Stäbe (ohne Behinderung der Querdehnung, also ohne Kerbwirkung) ist unser übliches Verfahren des Spannungsmaßstabes zur Bemessung des Sicherheitsgrades ausreichend, ebenso auch die Höhe der heute zulässigen Beanspruchung, z. B. bei Siliziumstahl im Eisenbrückenbau  $\sigma_{zul} = 2100$  kg/qcm bei 3600 kg/qcm Mindeststreckgrenze.

2. Bei statisch unbestimmten Systemen besteht die Hoffnung, später einmal auch den plastischen Bereich (zwischen P-Grenze und Streckgrenze) auszunutzen.

Künftige Versuche müssen zeigen, ob auf Grund der Gesetze von WÖHLER und BAUSCHINGER oder neuer Erkenntnisse etwa ein *Dehnungsmaßstab* mit einer *zulässigen bleibenden Dehnung* für statisch unbestimmte Grundformen vorgeschrieben werden kann.

3. Bei *dynamischer Beanspruchung* muß die Zeit berücksichtigt werden. Die gemessenen Größen sind Weg und Zeit. Sie werden durch die *Zeit-Dehnungslinie* dargestellt. Auch Arbeit und Leistung kommen als Kennziffern in Betracht, die durch das *Arbeits-Leistungs-Diagramm* darzustellen sind. Künftige Versuche müssen lehren, welche Grenzen hierbei einzuhalten sind.

Mit diesen drei Leitsätzen können die Probleme des *Statikers*, des *Plastikers* und des *Dynamikers* gekennzeichnet werden.

*Zum 1. Leitsatz. Statische Probleme.* Unsere Statik des Eisenbaues ist heute so ausgebaut, daß grundsätzlich neue Lösungen nicht erwartet werden dürfen. Sowohl die Berechnungsverfahren unserer Brücken und Hochbauten, wie auch die bauliche Durchbildung haben sich bewährt. Bei Bemessung des Sicherheitsgrades ist das übliche Verfahren des Spannungsmaßstabes bei rein statischer Belastung ausreichend und zuverlässig. Der Bereich des Statikers umfaßt die Beanspruchungen innerhalb des HOOKESchen Gesetzes, also bis zur Proportionalitätsgrenze (vgl. unseren ersten Bereich Abb. 1). Zutreffend ist auch die Höhe der z. B. in Deutschland üblichen zulässigen Beanspruchungen. Nur die Voraussetzung normaler Querschnittsausbildung der Stäbe muß hierbei erfüllt sein, d. h. ohne Behinderung der Querdehnung, ohne Kerbwirkung. Solche Kerbwirkungen treten z. B. bei gelochten Stäben, also bei unseren Vernietungen auf. Die Nietverbindungen ergeben also ein plastisches Problem und nehmen deshalb eine Ausnahmestellung im Arbeitsgebiet des Statikers ein. Solange sich unsere Beanspruchungen nur im Proportionalitätsbereich bewegen, bleibt uns der zweite und dritte Bereich eine wertvolle Reserve, die oft ohne Absicht und Wissen des Konstrukteurs in Anspruch genommen wird.

*Zum 2. Leitsatz.* Die *plastischen Probleme* sind heute leider noch nicht so ausgereift, daß sie praktisch nutzbar gemacht werden könnten. Das Ziel ist, auch den plastischen Bereich (zwischen *P*-Grenze und Streckgrenze, also unseren zweiten Bereich der Abb. 1) bewußt auszunutzen. Dann bleibt uns als Reserve noch der Verfestigungsbereich (der dritte Bereich der Abb. 1). Hierfür eignen sich vor allem die statisch unbestimmten Fachwerke, ferner das Kontinuum, also der Vollwandträger in den verschiedenen Grundformen (z. B. dem durchlaufenden Träger, Rahmen u. dgl.). Zunächst geben die Gesetze von WÖHLER und BAUSCHINGER einen gewissen Anhalt. An die Stelle der beiden Schwellen, die unsere Bereiche (Abb. 1) begrenzen, nämlich der *P*-Grenze und der Streckgrenze, tritt hier die Schwingungsfestigkeit und die Ursprungsfestigkeit. Diese Erkenntnisse müssen aber durch weitere Versuche ergänzt werden, um brauchbare Verfahren zur Begrenzung der zulässigen Belastung zu finden, möglicherweise durch Festsetzung einer zulässigen bleibenden Dehnung (Dehnungsmaßstab).

*Zum 3. Leitsatz.* Bei *dynamischen Problemen* tritt zu den Großen Last und Weg noch die Zeit hinzu. Da sich alle Belastungsvorgänge in der Zeit vollziehen, ist die statische Betrachtungsweise stets nur die erste, aber meist ausreichende Annäherung. Bei eisernen Brücken, insbesondere unter Eisenbahngeleisen vollziehen sich die Belastungsvorgänge jedoch so schnell, daß dieser Einfluß berücksichtigt werden muß, wenn auch durch einen rohen, möglichst einfachen Maßstab. Die Stoßzahl *S* bildet die übliche Grundlage zur Berücksichtigung dynamischer Wirkungen bei der Spannungsermittlung, obwohl ein einwandfreier versuchsmäßiger oder theoretischer Nachweis dieser Zusammenhänge noch fehlt. Bei der Mannigfaltigkeit

der Erscheinungen kann die Feststellung der Größen Arbeit und Leistung und ihrer gegenseitigen Beziehung auf Grund künftiger Versuche in der Form des von mir vorgeschlagenen Arbeitsleistungs-Diagrammes zweckmäßig dazu dienen, Gesetzmäßigkeiten zu finden, die eine Grundlage zur Beurteilung des Sicherheitsgrades bei dynamischen Einflüssen geben.

Ministerialrat a. D. Ing. JOSEF BEKE, Budapest:

Wenn wir über Sicherheitsgrad der Baukonstruktionen sprechen, müssen wir vor allem den *Begriff des Sicherheitsgrades* genauer festsetzen. Der Sicherheitsgrad soll, meiner Ansicht nach, eine Reserve bieten für *unvermeidliche, unvorhersehbare* Spannungserhöhungen. In diesem Sinne ist die Verhältniszahl  $v = \frac{\sigma_s}{\sigma_{zul}}$  kein verlässlicher und insbesondere kein einheitlicher Maßstab für den Sicherheitsgrad. Denn — obgleich wir wissen, daß gewisse Nebenspannungen nicht ohne weiteres den Grundspannungen zugezählt werden können — ist der Sicherheitsgrad doch nicht derselbe, wenn die auf Grund der amtlichen Bestimmungen *nicht berechneten* Spannungen infolge weniger sachgemäßer Konstruktionsausbildung, oder infolge Ungenauigkeit in der Ausführung, oder auch infolge nicht ganz richtiger Berechnungsannahmen 70 bis 100% der Grundspannung betragen, oder aber bei Einhaltung wenigstens der bekannten Regeln, 25 bis 30% nicht überschreiten.

Mit dieser kurzen Bemerkung will ich — ohne näher in die Frage einzugehen — nur darauf hinweisen, daß die Sicherheit nicht nur von der Zahl  $v$ , sondern auch von anderen Umständen, und besonders auch von der *Qualität* der Konstruktion abhängig ist.

Wir können und sollen  $\sigma_{zul}$  so hoch wie möglich in den Bestimmungen festsetzen, weil die Kosten in erster Reihe von dieser Zahl abhängen und wir daher nur in dieser Weise mit dem Baustoff sparen können. Die Grundbedingung der hohen  $\sigma_{zul}$  ist aber die gute, sachgemäße Ausführung.

Die Sicherheitsfrage ist daher nicht nur eine Frage der zulässigen Beanspruchung, nicht nur eine Frage der wissenschaftlichen Ergründung der Leistungsfähigkeit unserer guten, bewährten Baustoffe, sondern sie ist auch eine *Ingenieurfrage*, eine Frage der *Wertschätzung des technischen Wissens*.

Ich glaube daher, daß bei Besprechung dieser wichtigen Frage auf diesem Kongresse betont werden muß, daß sowohl im Eisenbau, wie im Eisenbetonbau eine Bedingung der hohen zulässigen Beanspruchungen die Forderung ist, daß die Entwürfe solcher Konstruktionen nur von dazu berufenen Ingenieuren ausgearbeitet werden, die Arbeit nur erfahrenen, gut geleiteten Brückenbauanstalten und Unternehmungen übertragen werde, und daß alle solche Arbeiten nicht nur formell, sondern sachgemäß überwacht werden.

Prof. ST. KUNICKI, Warschau:

Le travail remarquable de Mr. Prof. GEHLER, fondé sur un nombre considérable des études expérimentales nous montre qu'actuellement, avec les chiffres plus élevés des tensions admissibles pour le fer fondu montants jusqu'à 1600 kg/cm<sup>2</sup>,<sup>1</sup> le taux du travail du métal dans les ponts nouvellement projetés peut atteindre 1920 kg/cm<sup>2</sup>, si l'on envisage toutes les forces agissantes, comme celles du vent et les tensions secondaires provenant de la rigidité des nœuds, etc. En même temps la limite de la plasticité du métal (fer fondu) obtenu des fours Martin n'est que 1950 kg/cm<sup>2</sup>.

<sup>1</sup> Dernière prescription allemande.

Ainsi le métal travaille jusqu'à sa limite admissible.

Le plus petit coefficient de sécurité, d'après le Prof. GEHLER, peut être pris non moins que 2,5, spécialement pour les éléments comprimés et sujets au flambement, ce qui correspond au chiffre (minimum) admis dans quelques prescriptions pour le calcul des ponts dans différents pays de l'Europe.

L'ouvrage du Prof. GEHLER montre aussi que pour les constructions statiquement déterminées il n'est pas possible de surpasser la limite de plasticité du métal. Heureusement pour les constructions hyperstatiques même qu'en surpassant de quelque peu la limite de plasticité du métal on ne court pas, d'après le Prof. GEHLER, un danger immédiat, parce que le métal dans ces conditions change sa structure devenant plus condensé et la limite de plasticité s'élève, mais d'un autre côté la capacité de condensation du métal ainsi changée diminue, le fer devient moins plastique, comme si plus cassant.

Pour relever la limite de plasticité il faut avoir recours aux matériaux plus résistants.

Ainsi il faudrait dans le futur employer pour les constructions de grande portée au lieu du fer fondu de l'acier ordinaire au carbone ou même de l'acier d'une haute résistance, par exemple de l'acier au silicium ou autre.

Mais l'acier a deux inconvénients: il est dur à travailler et les constructions en acier étant comparativement plus légères donnent des plus grandes déformations, elles sont moins rigides; c'est à dire l'action dynamique des charges est plus nuisible dans ce cas.

L'importance de l'action dynamique de surcharges nous a été démontré hier dans les rapports remarquables des Professeurs GODARD, MENDIZEBAL, FULLER et STRELETZKY et dans les discours de Mrs. BÜHLER et CHAUDY.

Les questions du degrés de sécurité et de l'action dynamique de surcharges étant intimement liées, nous possédons déjà dans ces travaux intéressants un nombre des données expérimentales et des études théoriques, ce qui nous donne un moyen précieux de procéder à l'investigation du degrés de la sécurité des ponts métalliques existants et surchargés par des charges roulantes surpassant de beaucoup celles pour lesquelles ils ont été projetés.

La surveillance de la sécurité des ponts est notre devoir comme ingénieurs.

C'est pour cela que j'ai l'honneur de proposer au Congrès d'émettre le vœu, que les Directions des chemins de fer et autres institutions intéressées utilisent dorénavant les informations si précieuses et si abondantes qui sont incluses dans les rapports présentés au Congrès pour l'étude du degrés de la sécurité de leurs ponts et surtout des ponts anciens travaillant sous des surcharges excessives.

En même temps il faudrait recommander de prolonger et d'élargir les recherches et études expérimentales pour approfondir et pour développer la science de l'ingénieur et pour contribuer ainsi à la plus grande sécurité de nos constructions.

Il faudrait aussi comparer les résultats de ces recherches avec les données des formules empiriques employées dans divers pays pour tenir compte à l'action dynamique des surcharges.

Prof. F. HARTMANN, Wien:

Von mehreren Autoren wurde die Behauptung aufgestellt, daß die Neben-  
spannungen, die in Fachwerken durch die starren Knoten entstehen, ohne Ein-  
fluß auf den Bruch des Fachwerkes sind, weil sie als örtliche Beanspruchung nach  
Überschreitung der Streckgrenze immer kleiner werden. Es wäre natürlich für  
uns Eisenbauer sehr erwünscht, wenn die Sicherheit unserer Fachwerke durch die

Nebenspannungen gar nicht beeinflusst werden würde. Ich fürchte aber, daß dies doch nicht der Fall ist, so bestechend manche Beweisführungen aussahen.

Der Untergurt eines Fachwerkes (Abb. 13) biegt sich nach Abb. 13a so, daß an seinem unteren Rande Zug herrscht, der die bestehende Hauptspannung vermehrt (Abb. 13e und f). Wenn die Streckgrenze für die Sicherheit der Bauwerke als maßgebend angenommen wird, dann wird diese Grenze zweifellos am unteren

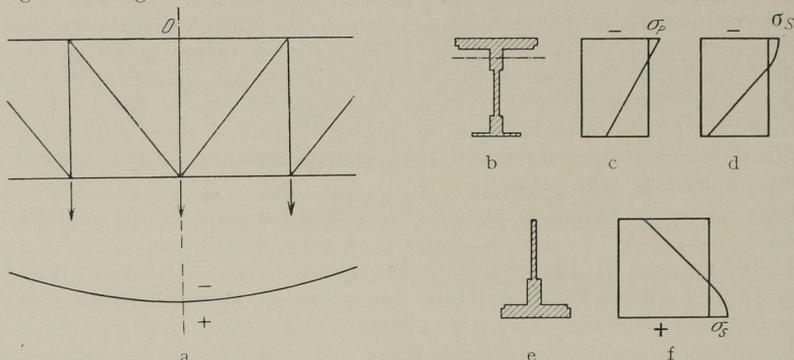


Abb. 13

Rand des Untergurtes früher erreicht als wenn nur reine Normalspannungen vorhanden wären. Faßt man die Bruchgrenze als maßgebend für die Sicherheit auf, dann ist natürlich genau dasselbe der Fall. Am unteren Rand wird die Bruchgrenze früher erreicht, als ohne die Biegung des Gurtes, wobei besonders darauf aufmerksam gemacht werden möge, daß die Erreichung der Bruchgrenze ohne Behinderung der Querdehnung erfolgt, da gerade die abstehenden Schenkel des Gurtes in ihrer

vollen Fläche die größte Spannung erhalten und diese Fläche durch nichts in der Querkontraktion gehindert wird.

Noch schlimmer ist es beim Obergurt. Dieser erfährt an der oberen Kante eine Vermehrung der herrschenden Druckspannung (Abb. 13b bis 13d). Da bei einfachen T-Gurten wohl immer die Knickgefahr aus der Ebene maßgebend ist, ersieht man aus Abb. 13b bis 13d sofort, daß die Knickspannung durch das Vorhandensein der Nebenspannungen früher erreicht werden muß als ohne Nebenspannungen. Spätestens knickt der Obergurt bei Erreichung der Streckgrenze seitlich aus, die dann auch wieder im ganzen Querschnitt der abstehenden Schenkel vorhanden ist, die allein für die seitliche Knickung maßgebend sind. Bei gedrückten Stäben kann sich der Vorgang sogar ganz im elastischen Bereich abspielen,

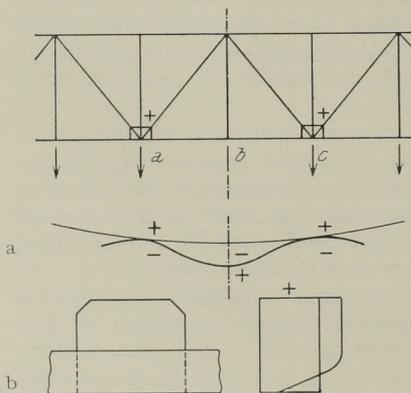


Abb. 14

wenn beispielsweise die Knickspannung gleich der Proportionalitätsgrenze ist (Abb. 13c), was allerdings eher im Hochbau als im Brückenbau vorkommen wird. Aber hier liegt ganz klar ein Fall vor, in welchem man den Einfluß der Nebenspannungen auf den Bruch rechnermäßig angeben kann. Beträgt die Nebenspannung etwa 20% der Hauptspannung, dann wird bei  $\sigma_p = 2000$  der Stab schon bei einer Normalspannung von 1670 kg/qcm knicken. Ähnliche Verhältnisse ergeben sich bei Druckstre-

ben, die durch die Nebenspannungen nur einseitig gebogen werden. Andererseits muß bei Druckstreben, die durch die Nebenspannungen S-förmig gekrümmt werden, die Knickkraft größer sein als im reinen Gelenkfachwerk, da die Knicklänge kleiner wird als die Stablänge. Schließlich ist noch aufmerksam zu machen, daß bei Fachwerken mit Hängestangen (Abb. 14) in den Hauptknotenpunkten des Lastgurtes (a, c) öfter infolge Längenänderungen der Hängestangen negative Krümmungen auftreten, die am oberen Knotenblechrand starke Zugspannungen ergeben können. Dort wird somit die Streckgrenze viel früher erreicht als es sonst der Fall wäre und das ist insoferne unangenehm, als dort die Anschlüsse für die Streben sind. Die Streckgrenze wird zuerst nur am oberen Rand erreicht, bei weiterer Steigerung der Belastung aber wird das Spannungsbild entsprechend der Dehnungslinie den in Abb. 14b eingezeichneten Verlauf haben, d. h. das ganze Knotenblech beginnt zu fließen. Natürlich ist die Spannungsverteilung ohne Berücksichtigung der Wirkungen der Zugkräfte der Streben eingezeichnet und es ist wohl kaum möglich, den wirklichen Verlauf im plastischen Bereich auf theoretischem Wege zu ermitteln. Jedenfalls aber ist die Erreichung der Streckgrenze gerade dort, wo die Strebenanschlüsse vorhanden sind, ein unerwünschter Zustand, der vermieden werden soll.

Diese Erwägungen dürften wohl zeigen, daß die Nebenspannungen nicht ganz ohne Einfluß auf die Sicherheit des Fachwerkes sind. Jedenfalls wäre es wünschenswert, einmal Modellversuche anzustellen, denn nur Versuche mit einem ganzen Fachwerk können die endgültige Lösung der Frage bringen.

Prof. Ing. O. GRAF, Stuttgart:

Die Sicherheitszahl gibt nach der heutigen Gepflogenheit ein Maß des Unterschieds der in unseren Rechnungen angewandten zulässigen Anstrengung und einer Festigkeitszahl. Die Festigkeitszahl wird in der Regel unter Verhältnissen ermittelt, die den wirklichen keineswegs nahekommen. Der Unterschied deckt die Unvollkommenheiten unserer Erkenntnisse über die tatsächlichen Anstrengungen und über die Widerstandsfähigkeit des Materials im Dienst. Statt Sicherheitszahl sollten wir besser Unsicherheitszahl sagen.

In bezug auf die Eigenschaften des Stahls bedeutet die höchstmögliche zulässige Anstrengung im engeren Sinn die Belastung, welche die vorgesehene Benutzung des Bauwerks eben noch hinreichend lang ermöglicht; sie ist durch Dauerversuche für die wichtigsten Belastungsfälle zu erkunden. Soweit dies bis jetzt geschehen ist, zeigt sich, daß das Verhältnis der Dauerfestigkeit, z. B. bei abwechselnder Beanspruchung nach zwei Richtungen, kurz Schwingungsfestigkeit genannt, zur Zugfestigkeit oder Streckgrenze des heute als Abnahmeversuch allgemein angewandten Zugversuches in weiten Grenzen schwankt. Das Verhältnis der Schwingungsfestigkeit zur Zugfestigkeit beträgt bei Kohlenstoffstählen und bei legierten Stählen rund 0,35 bis 0,7. Wir sehen hieraus, daß die Basis für die Wahl der zulässigen Anstrengung auch vom Standpunkt des Materialkundigen noch recht lückenhaft ist. Was heute zur Beurteilung des Materials im Dienst herangezogen wird, ist noch ein Nothelfer. Wir werden anzustreben haben, daß an Stelle der heute üblichen Festigkeiten u. a. die Feststellung der Ursprungsfestigkeit und der Schwingungsfestigkeit tritt, festgestellt mit Maschinen, die das Material entsprechend den wirklichen Verhältnissen beanspruchen.

Prof. Ing. P. HARTMANN namens Prof. PATTON-Kiew:

Prof. PATTON-Kiew hatte sich zur Teilnahme an dieser Diskussion gemeldet, war aber wegen Paßschwierigkeiten verhindert gewesen, zu erscheinen. Über

sein Ersuchen wird hier mitgeteilt, daß er in Rußland großzügige Versuche zur Bestimmung der Nebenspannungen von Fachwerksbrücken durchgeführt hat. Es wurden durch Messungen die Einflußlinien der Nebenspannungen an 20 verschiedenen Brücken bestimmt und zwar an drei einfachen Fachwerkträgern mit gekreuzten Sträben in den mittleren Feldern, an einem K-Fachwerk, an drei Trägern mit Zwischenfachwerk, an fünf Trägern mit Strebenfachwerk und Hängestangen (Hilfsständer), an zwei Rhombenfachwerkträgern und an sechs Trägern mit doppeltem System von Zugstreben und Ständern. Im ganzen wurden 244 Einflußlinien durch Messung bestimmt. Da aber in Rußland keine „fahrbare Einzellast“ vorhanden ist, wurden die Brücken mit ein bis zwei Lokomotiven (neun bis achtzehn Achsen) befahren und die Summeinflußlinien bestimmt, aus denen nach einem Verfahren von RABINOWITSCH die reinen Einflußlinien abgeleitet wurden. Die Nebenspannungen wurden rechnerisch von dem Einfluß von Exzentrizitäten befreit. Die Ergebnisse können hier noch nicht bekanntgegeben werden, weil die Berechnungen noch nicht überprüft sind; auch soll einer besonderen Veröffentlichung PATONS hier nicht vorgegriffen werden.

Dipl. Ing. K. ROTTER, Budapest:

Wenn man uns heute fragt, welche Sicherheit die bestehenden älteren und neueren *Eisenbrücken*-Konstruktionen wohl bieten, können wir diese Frage keinesfalls kurz und bündig beantworten.

Vor 30 bis 40 Jahren meinte man, daß der Sicherheitsgrad der eisernen Brücken als ein vier- bis viereinhalbfacher anzunehmen ist, da die zulässige Beanspruchung durchschnittlich 800 kg/qcm war, und die Zugfestigkeit des damals üblichen Brückenmaterials zwischen 3200 bis 3600 kg/qcm schwankte.

Diese Art der Bewertung des Sicherheitsgrades war natürlich unrichtig.

Der Sicherheitsgrad wäre eigentlich das Verhältnis der Bruchbelastung zur tatsächlich größtmöglichen Belastung. Da wir aber die Bruchbelastung nicht genau bestimmen können, so können wir auch den Sicherheitsgrad der Konstruktion nicht zahlenmäßig ausdrücken. Trotzdem können wir behaupten, daß es möglich ist, eine genügende Sicherheit zu erreichen.

Wenn wir uns das Bild der Sicherheit einer eisernen Brückenkonstruktion vorstellen wollen, so müssen wir all diejenigen Einzelheiten und Umstände ins Auge fassen, die die Sicherheit irgendwie beeinflussen können.

Vor allem müssen wir das Entwerfen des Konstruktionsplanes verfolgen. Aus dem Gesichtspunkte der Sicherheit ist hauptsächlich maßgebend:

1. Die in Rechnung gezogene *Belastung*.
2. Die statische Berechnung.
3. Das Dimensionieren der Bestandteile und die konstruktive Ausbildung dieser Teile samt deren Verbindungen.

Wir wollen das eben Gesagte etwas erörtern.

1. Die Belastung zerfällt in das Eigengewicht und andere zufällige Belastungen, wie bewegliche Last, Winddruck, Einfluß des Temperaturwechsels usw.

Das Eigengewicht läßt sich, vom praktischen Standpunkte betrachtet, mit genügender Sicherheit bestimmen.

Bei der Bemessung der folgenden Belastungen tritt jedoch schon eine gewisse Unbestimmtheit auf.

Als bewegliche Last, müssen wir in Hinblick auf die zukünftige Entwicklung des Verkehrs, sehr schwere Idealfahrzeuge annehmen. Dies bedeutet für die Gegenwart einen gesteigerten Grad der Sicherheit, welcher sich in der Zukunft natürlich verkleinert.

Die Bemessung des Winddruckes ist ohne Zweifel etwas unsicher. Wir greifen entweder zu hoch, oder zu tief. Es ist jedenfalls Tatsache, daß der größte Winddruck gemäß der Lage des Bauwerkes sehr verschieden ist.

Sehr schwer ist der Einfluß der Temperatur zu erfassen; namentlich ist die Wirkung der einseitigen Sonnenbestrahlung auf die Konstruktionsteile schwer zu beurteilen.

Die zufälligen Belastungen beanspruchen die einzelnen Konstruktionsteile nicht gleichmäßig. Die unmittelbar oder näher belasteten Träger und Bauglieder werden stärker in Mitleidenschaft gezogen, so daß eine in Bewegung fortschreitende Last verschiedene Gliedergruppen im verschiedenen Maße beansprucht.

Zur Ausgleichung dieser Verschiedenheit benützen wir eine wechselnde Stoßziffer oder vermindern wir die zulässige Beanspruchung einiger Bestandteile. Es ist jedenfalls fraglich, ob man mit der Stoßziffer das Spiel der Kräfte genügend verfolgen kann.

2. Die statische Berechnung bringt leider auch gewisse Unbestimmtheiten mit sich. Bei dieser Berechnung sind wir eben auf Annäherungen und Vereinfachungen angewiesen (so z. B. Betrachtung der Anknüpfungspunkte als Gelenke, mittige Übertragung der Kräfte usw.).

Die Berechnung der statisch unbestimmten Träger erfordert jedenfalls noch weitere Annäherungen.

3. Die Kräfte, welche gemäß der statischen Berechnung bestimmt wurden, beziehen sich eigentlich auf ein Liniengebilde. Nun müssen wir die Bestandteile körperlich ausbilden und deren Zusammenknüpfungen entwerfen. Bei diesem Schritt müssen wir wieder so manche Unbestimmtheit in den Kauf nehmen. Wir nehmen an, daß sich die Kräfte in den aus Profileisen zusammengenieteten Stäben gleichmäßig verteilen, daß an den Anknüpfungspunkten sämtliche Nieten gleichförmig beansprucht werden usw. Ganz besonders will ich betonen, daß die Ausbildung der gedrückten Stäbe keineswegs noch endgültig bestimmt ist.

Sind nun die Pläne ausgearbeitet, so folgt die Ausführung des Bauwerkes.

Hier wäre folgendes zu beachten:

1. Qualität des Baustahles.
2. Bearbeitung und Vorbereitung der Konstruktionsteile in der Werkstatt.
3. Zusammenstellung und Vollendung am Bauplatze.

Diesbezüglich ist zu bemerken:

1. Es ist unbedingt notwendig, daß sämtliche Brückenteile gleichmäßig, aus dem vorschrittmäßigen Baustahl erzeugt werden. Das aufgearbeitete Material muß also bis zum letzten Stück fehlerlos angeliefert werden. Deshalb ist die fachkundige und strenge Abnahme der Stücke unerlässlich.

Heutzutage ist das Erzeugen des Stahls schon so vollkommen, weiters sind die Abnahmebedingungen schon dergestalt entsprechend, daß in dieser Hinsicht die Sicherheit des Bauwerkes kaum vermindert wird.

2. Bei der Bearbeitung des Materials in der Werkstatt ist strenge darauf zu achten, daß die Stücke beim Glätten, Schneiden, Bohren, Biegen usw. keine Fehler erleiden und daß der Stahl keiner Veränderung ausgesetzt wird.

Bei dem Zusammenstellen und der Vernietung der Bestandteile ist jede Anstrengung der Stücke zu vermeiden. Besonders wichtig ist die strenge, gewissenhafte Aufsicht, damit nicht etwa fehlerhaft bearbeitete Stücke eingeschmuggelt werden.

3. Bei der Montage an der Baustelle muß man wieder alles, was unter 2. soeben angeführt wurde, mit gesteigerter Sorgfalt beachten, weil man eben bei der Montage am Bauplatze nur durch gewissenhafte und fachkundige Arbeit vermeiden kann,

daß Bestandteile mit Gewalt zusammengezwängt werden, wodurch Verformungen und Zusatzspannungen entstehen.

(Es ist eine unliebsame Erfahrung, daß eben bei der Arbeit an der Baustelle häufig Fehler begangen werden.)

Wir haben nun flüchtig darauf hingewiesen, daß bei dem Entwurf und dem Werdegang des eisernen Bauwerkes so manches unbestimmt bleibt. Die Ungewißheiten waren vor Jahrzehnten größer und zahlreicher, bestehen aber noch heute, wenn auch in stark beschränktem Maße, bei den neuesten Ausführungen fort.

Nun müssen wir feststellen, daß seitdem man Eisenbrücken baut, die Konstrukteure strenge darauf achteten, trotz der Ungewißheiten eine gehörige Sicherheit zu gewährleisten und wir können behaupten, daß dies jedem erfahrenen Fachmann gelang.

Das Augenmerk war hauptsächlich auf denselben Punkt gerichtet, daß nämlich der Spielraum zwischen der größtmöglichen Belastung und der Bruchbelastung gehörig groß bleibe.

Vor Jahrzehnten war dieser Spielraum ziemlich groß, man könnte sagen, unwirtschaftlich groß bemessen und dieser Spielraum konnte mit der Entwicklung unserer Fachkenntnisse und mit dem Sammeln unserer Erfahrungen immer kleiner und kleiner bestimmt werden.

In dieser Hinsicht ist seit einigen Jahren ein entscheidender Fortschritt zu bemerken; ich meine die besondere Beachtung der *Streckgrenze* neben der *Zugfestigkeit*. Dadurch, daß für den Baustahl eine bestimmte Streckgrenze vorgeschrieben wird, können wir die Eisenkonstruktionen, ohne Verminderung des Sicherheitsgrades, wirtschaftlicher gestalten.

Vor Jahrzehnten betrug die zulässige Beanspruchung nur 20 bis 22% der Zugfestigkeit, wohingegen heutzutage dieser Prozentsatz sich schon bis auf 40—44% verbessert hat.

Es ist vielleicht überflüssig, wenn ich hier noch besonders betone, daß *sicherheitshalber* nur solcher Baustahl anzuwenden ist, dessen Streckgrenze beträchtlich niedriger ist als seine Zugfestigkeit.

Nach den flüchtig vorgetragenen Erwägungen kann man noch folgende Frage aufwerfen:

Wenn wir auch die Sicherheit der neuesten erstellten eisernen Brücken als genügend erachten, wie steht es mit der Sicherheit der älteren eisernen Brücken?

Es ist Tatsache, daß bis zur letzten Zeit in den Vorschriften für das Brückenmaterial die Streckgrenze nicht inbegriffen war. Infolge dessen können wir jetzt nachträglich darauf hinweisen, daß die tatsächliche Streckgrenze des Eisenstoffes älterer Brücken, in so manchem Falle der zulässigen Beanspruchung viel näher tritt, als wir dies heutzutage zulassen würden.

Wer sich also mit der Erhaltung eiserner Brücken befaßt, muß bei bemerkenswertem Anwachsen des Gewichtes oder der Geschwindigkeit der rollenden Lasten, seine Untersuchungen womöglich häufiger und mit großer Umsicht durchführen.

Das neueste Motto ist: „Hüte dich vor der Streckgrenze“.

Dozent Dr. Ing. E. CHWALLA, Wien:

I. Im Rahmen der im Referat zitierten, von Prof. GRÜNING auf Grund der Sätze BAUSCHINGERS gefolgerten Überlegenheit statisch unbestimmter Eisen-tragwerke gegenüber statisch bestimmten scheint mir eine wesentliche Frage noch nicht endgültig bereinigt zu sein. Als Folge einer Verknüpfung von System- und Materialeigenschaften zeigen derartige Tragwerke die Tendenz, bestimmte, wiederholt über die *E*-Grenze beanspruchte Teile einer fortschreitenden Entlastung zu

unterziehen, sofern ein ausreichend aufnahmefähiges, stabiles, elastisch bleibendes Grundsystem vorhanden ist. In der Mehrzahl der Fälle wird wohl dieser Entlastungsprozeß noch vor Erreichung des elastischen Bereiches unterbunden, da sich im Sinne BAUSCHINGERS durch die Bildung geschlossener „Hysteresisschleifen“ ein stationärer Formänderungszustand einstellt. Es fragt sich nun, ob die Ausbildung derartiger geschlossener Schleifen einwandfrei einer Zurückführung in den elastischen Bereich gleichwertig ist, d. h. ob diese Schleifen unbeschränkt durchlaufen werden können, wie es (da bei Schließung der Schleife die bleibende Längenänderung ihren Größtwert erreicht) den Erkenntnissen BAUSCHINGERS und damit den Folgerungen Prof. GRÜNINGS entspricht. Demgegenüber muß jedoch auf die bei jedem Zyklus in Wärme umgesetzte, dem Flächeninhalt der Schleife proportionale Arbeit hingewiesen werden, die vom Stab nicht unbeschränkt geleistet werden kann, so daß (da im Sinne der Erkenntnisse BAUSCHINGERS die Schleifenfläche selbst nicht gegen Null konvergiert) die Basis der Untersuchungen Prof. GRÜNINGS zum Teil noch klärungsbedürftig erscheint.

2. Bezüglich des „Knicksicherheitsgrades“ von Baustahlstäben wäre es wünschenswert, auf einen wichtigen Faktor im Rahmen dieser Sicherheit Rücksicht zu nehmen, den man, wie ich in meinem Sektionsvortrag darzulegen versuchen werde, „Stabilitätsmaß“ nennen kann und der bei der „Standfestigkeit“ schwerer Körper sein Analogon findet. Dieses Stabilitätsmaß gibt etwa in Form einer kritischen Scheitelausbiegung den Maximalwert transversaler Störung an, den ein gedrückter Baustahlstab verträgt, ohne schrankenlos sein Tragvermögen einzubüßen. Da derartige kritische Verformungen bei Bauwerkstäben als geringe Bruchteile der Querschnittshöhe resultieren und durch unberücksichtigte Einflüsse (Schwingungen, Nebenspannungen u. a.) im Bauwerk zum Teil zur Ausbildung gelangen können, ist dieses Stabilitätsmaß für den baupraktischen Knicksicherheitsbegriff von Bedeutung.

Der begrüßenswerten Forderung einer schärferen Behandlung außermittiger Kraftangriffe kann meines Erachtens in zweckmäßigster Weise durch die Multiplikation der vorhandenen Knickzahlen des zentrischen Angriffes mit einem Faktor von der Form  $(1 + a \cdot \frac{p}{i})$  Rechnung getragen werden, wobei „ $p$ “ den Hebelsarm des Angriffes und „ $i$ “ den Trägheitshalbmesser in Richtung von „ $p$ “ vorstellt und für den Beiwert „ $a$ “ bei gewöhnlichem Material etwa  $3/2$  gesetzt werden kann; dieses einfache Verfahren vermag die vorhandenen theoretischen und empirischen Ergebnisse im praktischen Schlankheitsbereich überdies besser anzunähern als der übliche Nachweis bestimmter Randpressungen.

Schließlich möchte ich mit Bezug auf den rechnungsmäßigen „Knicksicherheitsgrad“ von Druckgurten offener Brücken besonders unterstreichen, daß die in Rechnung gestellten Rahmenwiderstände im Zustand der kritischen, also der  $\nu$ -fachen Vollbelastung der Brücke nachweisbar vorhanden sein müssen, d. h. daß unter dieser Belastung die Proportionalitätsgrenze nicht überschritten werden darf. Die Verwendung *systemgedrückter* Fachwerkständer als Halbrahmenstiele beinhaltet meines Erachtens eine schwere Gefährdung jenes Sicherheitsgrades, da das erwähnte, zum Teil sehr kleine „Stabilitätsmaß“ dieser Ständer unter  $p$ -facher Vollast mit dem Begriff „Rahmenwiderstand“ schlechtweg unverträglich ist.

Ober-Ing. G. v. KAZINCZY, Budapest:

Ich habe den Aufsatz des Herrn Professor GEHLER über den „Sicherheitsgrad und Beanspruchung“ nicht hinreichend gefunden, uns in der verwickelten Frage des zutreffenden Sicherheitsgrades in allen Fällen der Praxis immer als Ratgeber zu dienen. Es ist hier kein Aufschluß gegeben, wann und wo und welche Art der

Beanspruchung als Grenzbeanspruchung zu betrachten ist. Ich möchte mit meinen kurzgefaßten Zeilen diese Lücken zu ergänzen suchen.

Die Frage der Sicherheit ist eine der wichtigsten Fragen der Ingenieurwissenschaft und sind die Meinungen dennoch am verschiedensten.

Die Ursache hievon ist, daß die Grundbegriffe nicht vollständig definiert sind, denn nur so kann es vorkommen, daß einige von einer acht- bis zwölffachen Sicherheit reden und andere wieder meinen, daß die Sicherheit in demselben Falle kaum eine zweifache sei. Sicherheitsgrad ist ein Bruch

$$\nu = \frac{\text{Grenzzustand des Tragvermögens}}{\text{zulässiger Zustand}} \dots \dots \dots (1)$$

Was aber unter Grenzzustand des Tragvermögens und zulässigem Zustand zu verstehen und mit was für einem Maßstab (Kraft-, Spannungs-, Formänderungs-, Dehnungsmaßstab) er zu bestimmen ist, wird verschieden aufgefaßt und sollte genau definiert werden. Um die Notwendigkeit dieser genauen Definition zu beweisen, soll hier nur ein einziges Beispiel gegeben werden: Man findet in älteren Bestimmungen solche Ausdrücke wie: Das Ziegelmauerwerk soll mit zwölfacher Sicherheit bemessen werden und versteht darunter, daß das fertige Mauerwerk mit 8 kg/qcm durch zentrisch wirkende rechnungsmäßige Last beansprucht werden kann, wenn die Ziegel eine  $12 \times 8$ , rund 100 kg/qcm Würfelfestigkeit besitzen. Diese Auffassung ist ganz falsch, denn das Mauerwerk hat bei einer tatsächlichen Belastung von 16 bis 20 kg/qcm schon die Bruchgrenze erreicht. So ist also die Sicherheit eine 2- bis 2,5fache.

Man soll also den Sicherheitsgrad immer auf den Bruch des *Bauwerkes* beziehen und nicht auf eine Materialeigenschaft, die durch eine Prüfungsmethode bestimmt wird und welche gewöhnlich nicht einmal den wahren Wert der betreffenden Eigenschaft, sondern nur eine Vergleichsziffer ergibt.

Es gibt aber Bauwerke, die schon bei einer zu großen Formänderung ihren Zweck nicht mehr erfüllen können. Bei diesen Bauwerken ist selbstverständlich die Sicherheit auf die zulässige Formänderung zu beziehen. Man muß überhaupt die verschiedenen Bauwerke und ihr Verhalten unter den verschiedenen Kräften genau und individuell studieren; also untersuchen, was für und wie große und mit welcher möglichen Verteilung wirkende Kräfte in dem Bauwerke eine solche Änderung verursachen, die schon nicht mehr wünschenswert ist. Selbstverständlich muß man darauf Rücksicht nehmen, daß Lasten beliebig oft wechseln können. Wenn wir das Gesagte uns vor Augen halten, werden wir finden, daß bei verschiedenen Bauwerken der nicht erwünschte Zustand verschieden ist. Bei einem Familienhaus z. B. macht ein Riß von 1 mm in einer Eisenbetondecke nichts aus, dagegen in einem Wasserbehälter ist der nicht erwünschte Zustand bei einem viel kleineren Riß schon da! Es kommt vor, daß wir bei demselben Bauwerk auch mehrere nicht erwünschte Zustände, die nach der Größenordnung der Beanspruchung durch Kräfte verschieden sind, berücksichtigen müssen. Darauf werden wir noch später zurückkommen.

In der Gleichung (1) ist hiemit der Zähler definiert, da unter Tragvermögen der *nicht erwünschte Zustand* zu verstehen ist, was in dem Nachfolgenden mit dem Namen „*kritischer Zustand*“ bezeichnet wird. Bei dem in dem Nenner sich befindenden zulässigen Zustand müssen wir nur feststellen, daß wir unter den zulässigen Beanspruchungen oder Formänderungen niemals die tatsächlichen, sondern immer die rechnungsmäßigen Beanspruchungen und Formänderungen nach einer üblichen Rechnungsweise zu verstehen haben. Wir verlangen eigentlich von einem fertigen Bauwerk niemals eine  $\nu > 1$ fache *tatsächliche* Sicherheit, sondern eine *rechnungsmäßige*, da für eine tatsächlich vorhandene Sicherheit eine  $\nu = 1 + \Delta$ -fache vollständig genügt, die aber auch in dem schlimmsten Fall vorhanden sein soll; wo  $\Delta$  eine kleine Zahl bedeutet.

Warum müssen wir denn eigentlich die Bauwerke mit Sicherheit bemessen? Weil die Berechnung und Ausführung ungenau und das Material nicht gleichmäßig ist und wir dessen Eigenschaften auch nicht genau kennen. Wenn wir also die Beanspruchungen genau berechnen könnten, wenn wir vollkommen bauen könnten, wenn das Material homogen wäre und seine Eigenschaften uns bekannt wären und wenn wir selbstverständlich genau wüßten, welche zufälligen Lasten und wie oft diese auf das Bauwerk einwirken, so wäre ein *Überfluß* an Sicherheit unnötig, es genügt also  $\nu = 1 + \Delta$ .

Wir haben gesehen, es hat mehrere Ursachen, daß der rechnermäßige Sicherheitsgrad  $\nu > 1$  sein soll. Es ist also überhaupt kein Vorteil, wenn  $\nu$  einheitlich bestimmt wird, wie es von einigen Herren im Kongresse als wünschenswert ausgesprochen wurde, denn dann müßte man  $\nu$  so groß wählen, daß es in jedem Fall genüge; dagegen können wir, wenn wir  $\nu$  immer von Fall zu Fall bestimmen, immer wirtschaftlich rechnen.

Bevor ich den Vorschlag eines neuen Verfahrens mache, möchte ich dessen Notwendigkeit an einem Beispiel beweisen, womit man auch jene Frage beantworten kann, ob man sich die Gesamtlast, oder die zufällige Last  $\nu$ -mal vergrößert denken muß, um den nicht erwünschten Zustand zu erreichen.

Sagen wir (wie es heutzutage üblich ist), es sollen in einem Eisenfachwerks-träger die Streben auf Zug mit einer zweifachen, auf Druck mit einer dreifachen Sicherheit bemessen werden. Wählen wir nun eine Strebe, die von dem Eigen-

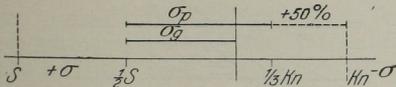


Abb. 15

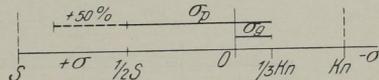


Abb. 16

gewicht gezogen und von der Verkehrslast nur gedrückt wird, wobei aber die Druckkraft größer ist. Ich stelle es zeichnerisch dar (Abb. 15).

Wir sehen, daß bei einer 50%igen Steigerung der Nutzlast der Stab ausknickt. Dagegen wird in einer anderen Strebe, wo die Druckkraft vom Eigengewicht verursacht wird und der Zug von der Nutzlast, eine 50%ige Steigerung der Nutzlast nicht gefährlich sein (Abb. 16).

Wir fühlen, daß hier etwas nicht in Ordnung ist, daß die wahre Sicherheit in dem zweiten Fall größer ist.

Um diesen Widerspruch zu beseitigen, möchte ich den Vorschlag machen, den gesamten Sicherheitsgrad, der aus der Ungenauigkeit der Berechnung, ferner der Größe der Verkehrslast, des Eigengewichtes, den tatsächlichen Abmessungen des Bauwerkes, der Unbestimmtheit der Materialeigenschaften usw. usw. stammt, auf die einzelnen Ursachen zu verteilen und bei dem Berechnungsverfahren die einzelnen Umstände sogleich mit dem dazugehörigen Teilsicherheitsgrad vergrößert in Rechnung zu stellen. Ebenso wie z. B. die dynamischen Einflüsse als Multiplikation der Verkehrslast mit dem dynamischen Faktor in Betracht genommen werden.

Wenn wir so verfahren, dann können wir auf die Frage, die wir vorher aufgestellt haben (soll man, um den kritischen Zustand zu erreichen, die Gesamtlast  $\nu$  mal vergrößern oder die Verkehrslast) nun etwa so antworten: Keine von beiden, aber wir haben bei der Dimensionierung auf einen 5%-Fehler in der Bestimmung des Eigengewichtes und auf einen 20%-Fehler in der Bestimmung der Verkehrslast usw. gerechnet.

Wenn wir also alle unsicheren Größen mit dem dazugehörigen Teilsicherheits-

*1. M. Meyer*

grad schon vergrößert in die Rechnung nehmen, dann brauchen wir keinen noch weiteren Sicherheitsgrad zu berücksichtigen, d. h. wir können dann auf Bruch bzw. auf den „kritischen Zustand“ dimensionieren.

So zu verfahren wäre praktisch und logisch, aber es ist noch nicht das wirtschaftlichste Verfahren. Wir kommen nämlich zu demselben Resultat, wenn wir die Teilsicherheitsgrade addieren und nach der heutigen Methode verfahren. Nur ist uns dadurch geholfen, daß wir mit dem von Fall zu Fall bestimmten Sicherheitsgrad etwas wirtschaftlicher verfahren können. Wollen wir noch wirtschaftlicher verfahren, dann müssen wir den Charakter des Teilsicherheitsgrades studieren. Wir werden dann bemerken, daß die Unsicherheiten denselben Charakter haben wie die Messungsfehler und so können wir die Teilsicherheitsgrade nicht einfach, sondern nach der Regel der Wahrscheinlichkeitsrechnung addieren.

Ein Teilsicherheitsfaktor  $\nu_n$  ist eigentlich ein Grenzwert der Wahrscheinlichkeit des Fehlers der betreffenden Größe. Z. B. der planmäßige ist der wahrscheinlichste Wert der möglichen Abmessungen des fertigen Bauwerkteiles. Die möglichen Abmessungen des fertigen Bauwerkteiles sind größer oder kleiner und die Wahrscheinlichkeit der Fehler verteilen sich um die planmäßige Abmessung ähnlich, aber nicht genau nach der GAUSSschen Regel. Als  $\nu_n$  kann das dreifache des mittleren Fehlers genommen werden (Abb. 17).

Wenn wir eine zweite Ungewißheit auch in Rechnung nehmen wollen, z. B. Ungenauigkeit des Materials, so bekommen wir einen andern  $\nu_m$  Teilsicher-

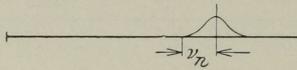


Abb. 17

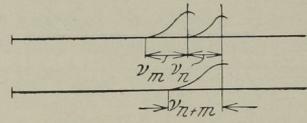


Abb. 18

heitsgrad. Die beiden  $\nu_n$  und  $\nu_m$  werden nicht einfach addiert, weil die Wahrscheinlichkeit, daß in einem Stab auf einmal die größte Abweichung in der Abmessung und in der Festigkeit vorkomme, sehr unwahrscheinlich ist. Es muß also die Addition nach den Regeln der Wahrscheinlichkeiten geschehen (Abb. 18).

Jetzt noch eines: Herr Prof. GEHLER schreibt öfters (ganz richtig) gegen Trennungsbruch müssen die Bauwerke einen größeren Sicherheitsgrad enthalten als gegen, sagen wir, Risse oder Verfestigungsbruch, doch bleibt er den Beweis dafür schuldig. Auch nach den vorhergehenden Betrachtungen ist das nicht sogleich einzusehen, denn wenn wir alle Fehlerquellen in Betracht ziehen, dann ergibt sich ein gewisser Sicherheitsgrad und so sind wir im Falle der Fehlerüberhäufung gesichert, den kritischen Zustand (was hier z. B. eine nicht zulässige Einsenkung sein soll) nicht zu erreichen. Wozu nun noch eine größere Sicherheit gegen Bruch?

Bevor wir diesbezüglich Prof. Gehler beipflichten, müssen wir feststellen, 1. daß je größer die gewünschte Sicherheit, desto teurer das Bauwerk wird, 2. daß die Wahrscheinlichkeit des Fehlers niemals gleich Null, sondern in gewissen Fällen sehr klein ist, 3. daß es auch nicht notwendig ist, mit einer absoluten Sicherheit zu bauen. Die Frage des Sicherheitsgrades ist also eine wirtschaftliche Frage, die etwa so zu lösen wäre: Mit der Verminderung des Grades der Sicherheit werden die Tragwerke kleinere Abmessungen haben, daher billiger sein, dagegen bleibt das Erträgnis des Gesamtbauwerkes unverändert (da dies nur von der Benutzbarkeit abhängt), daher wird die Rentabilität des Gesamtkapitals größer. Beim Erreichen des nicht erwünschten Zustandes in einem Tragwerke, wird die Brauchbarkeit eingeschränkt, daher das Erträgnis kleiner, bei Bruch auch = 0, sogar negativ (weiterer Schaden). Es ist aber nach dem Vorhergesagten unbestimmbar, bei



der Lasten entsprechende Momentenlinie. durch welche man, zurück rechnend, die Größe der Lasten bestimmen kann. Statt willkürliche Gelenke in statisch unbestimmten Trägern anzunehmen, um diese leichter berechnen zu können, nehmen wir lieber die Maximalmomente an. Bei einem Eisenträger auf drei Stützen mit zwei gleichen Öffnungen bekommen wir so das maßgebende Moment für  $\pm M = \frac{p l^2}{11,65}$  statt  $-M \frac{p l^2}{8}$  und bei einem eingespannten eisernen I-Träger  $\pm M = \frac{p l^2}{16}$ , unabhängig davon, daß der Einspannungsquerschnitt gewisse elastische Verdrehungen ermöglicht oder nicht. Man muß nur darauf achten, daß in dem Balken durch die wechselnde Last allein nicht die Ursprungsfestigkeit erreicht sei und man muß die Ausführung mit Rücksicht auf die Spannungsmomente mit genügender Sicherheit ausbilden (Auflagerdrücke). Nach diesem Rechnungsverfahren sind seit 1914 sehr viele Bauwerke, besonders Decken, berechnet worden und haben sich bewährt und nie ist etwas Unangenehmes vorgefallen.

*Erklärung zu Abb. 19*

$x$  = Abmessung des Tragwerkes.

$y$  = perzentuelle Rentabilität des Bauwerkes =  $\frac{\text{Erträgnis durch Brauchbarkeit}}{\text{Gesamtbaukosten}} \cdot 100$

$y_0$  = dieselbe  $\frac{\text{theoretisches Erträgnis}}{\text{Gesamtbaukosten ohne Kosten des Tragwerkes}}$

$y_1$  = dieselbe mit Kosten des Tragwerkes bei einem Bauwerk ohne rechnermäßige Sicherheit ( $\nu = 1$ ), doch noch vollständig brauchbar.

$y_2$  wie  $y_1$ , doch schon mit beschränkter Brauchbarkeit (z. B. nicht erwünschte große Formänderung).

$y_3$  wie  $y_2$ , aber an der Grenze des Bruches.

$y_4$  = theoretische Rentabilität an der Grenze des Bruches, wenn das Bauwerk zwar beschränkt aber noch brauchbar wäre.

$y_4$  = dieselbe nach dem Bruch;  $y_4$  kann auch negativ sein, da durch Bruchkatastrophe weitere Schäden verursacht werden.

Bei einer Abmessung des Tragwerkes  $x_e$  trifft rechnerisch der I. kritische Zustand ein, tatsächlich früher oder später. Die Rentabilitätsverminderung  $y_1 - y_2$  ist also mit der Wahrscheinlichkeit des eintreffenden I. kritischen Zustandes bei einer veränderlichen  $x$  zu multiplizieren. So entwickelt sich die Kurve  $a$  (Integral der GAUSSschen Kurve).

Die wirtschaftlichste Abmessung ist bei  $x_A$ .

$\nu_e$  = der wirtschaftlichste Sicherheitsgrad gegen Eintreffen des I. kritischen Zustandes (z. B. unzulässige Formänderung). Kurve  $b$  bedeutet dasselbe wie Kurve  $a$ , nur auf den Bruch bezogen.

$x_B$  = die wirtschaftlichste Abmessung des Tragwerkes betreffs Bruchsicherheit.

$\nu_{Br}$  = wirtschaftlichster Sicherheitsgrad gegen Bruch.

$x_B$  ist maßgebend, wenn  $x_B > x_A$  und  $x_A$ , wenn  $x_A > x_B$ .

$\nu_{Br} < \nu_e$ , da die Schäden größer sind.

Prof. Dr. J. KOSSALKA, Budapest:

Herr Professor GEHLER äußert die Meinung, daß es bei gedrückten Stäben empfehlenswert wäre, einen festen Sicherheitsgrad festzustellen und ferner, daß der Sicherheitsgrad bei gedrückten Stäben größer sein müsse, wie bei gezogenen, bei denen nach Erreichung der Streckgrenze noch die wertvolle Reserve des Verfestigungsbereiches vorhanden ist.

Die bisherigen Versuche, welche diese Äußerung vollständig unterstützen, beziehen sich auf Probestäbe, die an beiden Enden frei drehbar waren und mit zentrischer oder exzentrischer Kraft angegriffen wurden. Der andere Grenzfall, der des an beiden Enden vollständig eingespannten Stabes, wurde in der letzten Zeit eingehenden Versuchen meines Wissens nicht unterworfen.

In der Praxis aber sind die Stäbe im allgemeinen immer mehr oder weniger eingespannt, so daß es meines Erachtens nach von Bedeutung ist, den Einfluß der Einspannung näher zu untersuchen.

Es sei mir gestattet, in dem folgenden ganz kurz die Ergebnisse meiner Versuche (I. und II.) zu beschreiben, die ich kurz vor dem Beginn des Kongresses beendete.

Das Material der Gruppe I war Si-Stahl (Streckgrenze 5450, Zugfestigkeit 6600 kg/qcm). Das Material der zweiten Gruppe war Flußeisen (Streckgrenze 3160, Zugfestigkeit 3900 kg/qcm).

Der Querschnitt sämtlicher Probestäbe war ein Rechteck, dessen breitere Seite genau 25 mm, während die andere Seite mit der Dicke des Bleches gleich war, aus welchem die Probestäbe ausgearbeitet wurden. Diese Dicke war bei Gruppe I zirka 8,6 mm, bei Gruppe II zirka 8,0 mm. Die Länge „ $h$ “ der Probestäbe (Abb. 20) wechselte dem erwünschten Schlankheitsgrade entsprechend zwischen 162 und 570 mm.

Die Probestäbe wurden an beiden Enden eingespannt. Dies geschah, wie aus Abb. 20 und 21 ersichtlich, folgendermaßen: Der Probestab wurde zwischen zwei, an den Berührungsflächen mit Zähnen versehenen Keile gelegt. Stab und Keile wurden in einem massiven Kopfstück gelagert, welches letzteres durch die Druckkraft unmittelbar angegriffen wurde. Unter dem Einflusse der Druckkraft nähern sich die Kopfstücke aneinander und die Keile sind gezwungen, sich zwischen Kopfstück und Probestab hineinzuschieben. Die Zähne der Keile pressen sich dadurch in das Material des Probestabes ein und bewirken die Übermittlung der Druckkraft an das Stabende.

Nach der erfolgten Probe sind die Eingriffe der Zähne als gerade Linien klar sichtbar (Abb. 20), so daß die Entfernungen  $a_1$ ,  $a_2$  festgestellt werden konnten. Als freie Länge wurde

$$2l = h - (a_1 + a_2)$$

betrachtet, wo „ $h$ “ die ursprüngliche vor dem Versuch gemessene Länge des Stabes bedeutet. Die Hälfte dieser Länge ist als Knicklänge angenommen worden.

Bei Gruppe I waren die mit Zähnen versehenen Flächen schwach gekrümmt, bei Gruppe II dagegen waren diese Flächen Ebenen.

Die Resultate der ersten Gruppe sind in Abb. 22 zusammengestellt. Die Streuung ist relativ groß. Es lag der Gedanke nahe, diese ungünstige Erscheinung in bedeutendem Maße dem Umstände zuzuschreiben, daß die mit Zähnen versehenen Flächen der Keile gekrümmt waren. Aus diesem Grunde wurden bei der zweiten Gruppe Keile mit ebenen Berührungsflächen angewendet.

Die Ergebnisse der zweiten Gruppe sind in Abb. 23 zusammengestellt. Die Streuung ist hier bedeutend kleiner. Ob dieser Unterschied allein den Keilen zuzuschreiben ist, wird erst durch weitere Versuche festgestellt werden können.

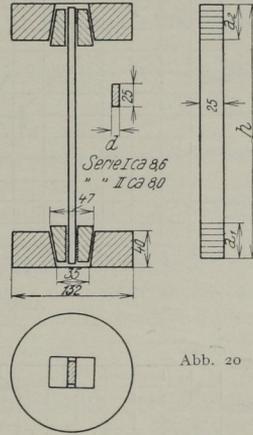


Abb. 20

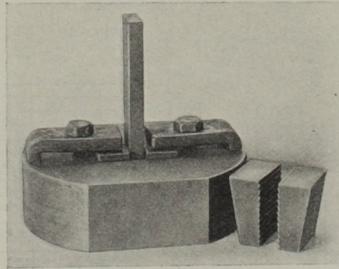


Abb. 21

Sämtliche Druckproben und auch jene Zerreißproben, die zur Bestimmung der Streckgrenze und Zugfestigkeit dienten, waren im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule in Budapest durchgeführt, und zwar mit einer „Alfa“-Maschine mit 50 t Leistung. Bei allen Versuchen war die relative Bewegung der Druckköpfe der Maschine 2 mm pro Minute. Es wurden Diagramme aufgenom-

men, wo die Ordinate die Druckkraft, die Abszisse die oben erwähnte relative Bewegung darstellt.

Einige dieser Diagramme sind in Abb. 24 und 25 dargestellt. Bei Schlankheitsgraden über  $\lambda = 30$  knickt der Stab plötzlich nach Erreichung der Knickkraft, bei Schlankheitsgraden unter  $\lambda = 30$  ist der Stab imstande, die Knickkraft länger auszuhalten (Abb. 24 und 25).

Meine Aufgabe war, möglichst bald Resultate zu erzielen; aus diesem Grunde wurden feine Beobachtungen und Messungen späteren Versuchen vorbehalten, so daß die jetzigen Versuche eigentlich nur als Vorversuche zu betrachten sind. Die erste Gruppe umfaßt 36 Proben, die zweite 31 Proben.

In die Abb. 22, 23, in welchen die Ergebnisse der Proben zusammengestellt sind, habe ich auch die Streck- und Bruchgrenzen eingetragen. Es sei noch erwähnt, daß die Knickkräfte im elastischen Bereiche kleiner sind als die EULERSCHEN.

Leider wurden diesbezüglich aus Flußeisen nur drei Proben mit  $\lambda$  zirka 110 und aus Si-Stahl zwei Proben mit  $\lambda$  zirka 104 durchgeführt. Die Differenz der Kräfte beträgt zirka 12%. Als Ursachen dieser Differenz können exzentrischer Kraftangriff und nicht entsprechende Wahl der Knicklänge betrachtet werden. Was die Knicklänge anbelangt, sei erwähnt, daß die Verminderung der Strecken  $a_1$  und  $a_2$  um einen Zähneabstand (zirka 3 mm) den Schlankheitsgrad nur um 1,5 vergrößert.

Die Geschwindigkeit, mit welcher der einzelne Druckversuch durchgeführt wurde, kann wohl als zu groß beanstandet werden, die Feststellung der Streck- und Bruchgrenzen geschah aber mit derselben Geschwindigkeit und so erscheint es wahrscheinlich, daß aus der  $\sigma_k \lambda$ -Linie der Einfluß der Geschwindigkeit so ziemlich ausgeschaltet wurde.

Auffallend ist die kleine Streuung bei der Gruppe II, wenn man bedenkt, daß die Dicke nur zirka 8 mm war und daß außer sorgfältiger Bearbeitung der Probestäbe, der Keile und Kopfstücke keine anderen Anordnungen zur Vermeidung

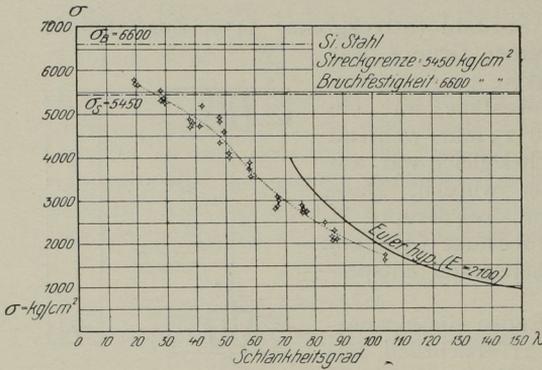


Abb. 22

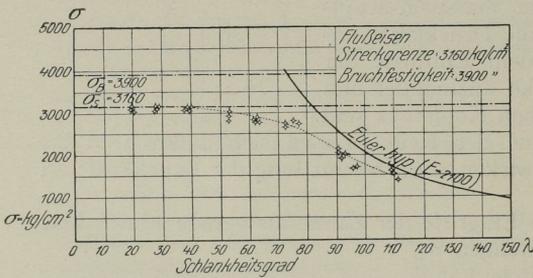


Abb. 23

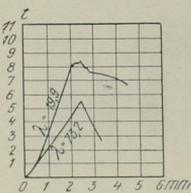


Abb. 24

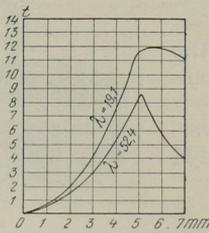


Abb. 25

irgendwelcher Exzentrizität getroffen wurden. Es hat den Anschein als ob die Exzentrizität bei eingespannten Stäben weniger ins Gewicht fallen würde als bei an beiden Enden drehbar gelagerten Stäben.

Die punktierten Linien, welche in die Abb. 22, 23 eingezeichnet sind und welche den wahrscheinlichen Verlauf der  $\sigma_k \lambda$ -Linie zeigen wollen, sind willkürlich, es könnte besonders in Abb. 1 ebenso eine andere Linie eingetragen werden.

Dies ist aber für die Schlüsse, die aus den Versuchen gezogen werden können, von keiner Bedeutung. Es sind die folgenden:

1. Die Annahme, daß bei vollständig eingespannten Stäben die Knicklänge mit der Hälfte der freien Länge angenommen werden darf, ist durch die Versuche bestätigt.

2. Als größte Knickkraft kann auch bei eingespannten Stäben die Streckgrenze angenommen werden.

3. Die  $\sigma_k \lambda$ -Linie schließt sich an die EULERSche Hyperbel an.

4. Bei sehr kleinen  $\lambda$ , etwa bei 20 bis 30, kann zwar der Stab die Knickkraft länger aushalten wie bei schlanken Stäben, wo die Knickung ganz plötzlich auftritt, jene große Reserve aber, welche bei Zug in der Verfestigung des Materiales besteht, ist bei Druckbeanspruchung nicht vorhanden.

Die Versuche mit eingespannten Stäben bekräftigen also im vollen Maße die von Herrn Professor GEHLER geäußerte Meinung, laut welcher der Sicherheitsgrad gegen Druck größer angenommen werden muß, wie gegen Zug, um in beiden Fällen dieselbe Sicherheit zu erzielen.

Ebenso gerechtfertigt erscheint auch jene Meinung des Herrn Professor GEHLER, daß es nicht angezeigt erscheint, für verschiedene Schlankheitsgrade verschiedene Sicherheitsgrade anzunehmen.

Prof. Dr.-Ing. MAIER-LEIBNITZ, Stuttgart:

Soweit es sich um statisch unbestimmte Träger handelt, kann die angeschnittene Frage wesentlich durch Versuche geklärt werden. Für eine einfache Trägerart (durchlaufenden Träger mit zwei Öffnungen) und eine einfache Belastung (gleiche Lasten in den Drittelpunkten) ist dies durch die in der Bautechnik 1928, Heft 1 und 2 beschriebenen Versuche, durchwegs mit I Trägern gleichen Querschnitts und gleicher Stützweite, geschehen (Abb. 26).

Der Versuch a) erfolgte mit einem einfachen Balken, die Versuche b), c) und d) mit je einem durchlaufenden Balken, wobei bei b) die Stützen gleich hoch waren. Bei c) war die Mittelstütze so gesenkt, daß bei Erreichung einer zulässigen Beanspruchung von  $1,2 t/qcm$  das Stützenmoment gleich dem Feldmoment unter der äußeren Last war. Dasselbe hätte man mit Hilfe eines z. B. durch Kaltverformung nach oben um  $F_c$  gebogenen Trägers erreichen können. Bei d) waren die Außenstützen so gesenkt, daß schon vor Aufbringen der Lasten  $P$  die zulässige Beanspruchung über der Mittelstütze erreicht war.

Im folgenden sind die nach der klassischen Baustatik (Spannungsmaß) zulässigen Lasten  $P_{zul}$  und die beim Versuch gefundenen Lasten  $P_v$ , bei denen die Träger tatsächlich versagt haben, zusammengestellt:

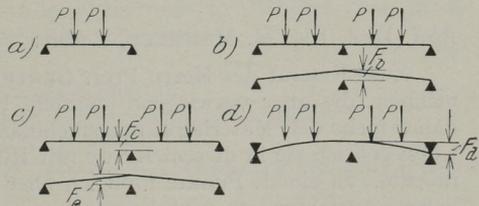


Abb. 26

	Versuch a	b	c	d
$P_{zul}$	3,5 t	3,5 t	4,67 t	0 t
$P_v$	9,5 t	13,1 t	13,0 t	13,45 t

Aus den Versuchen folgt unter anderem:

1. beim statisch bestimmten Träger ist die Tragfähigkeit praktisch erreicht, wenn die Spannung an die Streckgrenze gelangt, d. h. unter einer ganz bestimmten Last  $P_T$ ;

2. der durchlaufende Träger hat eine wesentlich höhere Tragfähigkeit als der einfache Träger; durch eine künstliche Mittelstützensenkung wird sie nicht erhöht; durch die gewählte, ziemlich beträchtliche Außenstützensenkung wird sie nicht vermindert;

3. bei Überschreiten der Streckgrenze am Mittelstützenquerschnitt infolge wachsender  $P$  tritt eine bleibende Überhöhung des Trägers um ein Maß  $Fb$  ein, wodurch sich selbsttätig, ähnlich wie bei c), das Stützenmoment ermäßigt, d. h. trotz wachsender  $P$  annähernd konstant bleibt. Ein Versagen des Trägers tritt erst ein, wenn unter der äußeren Last an der Stelle des größten Feldmoments eine Beanspruchung gleich der Streckgrenze eintritt. Nennt man das diesem Stadium entsprechende  $P_T$  die größte praktisch noch zulässige Tragfähigkeit, so geht aus dem vorhergehenden unmittelbar hervor, daß auch bei unendlich oft wiederholtem Anwachsen von  $P$  zwischen einem kleinen Anfangswert und  $P_T$  diese Tragfähigkeit nicht geändert wird. Die dem Begriff Ursprungsfestigkeit entsprechende Ursprungstragfähigkeit ist also im vorliegenden Fall sicher nicht kleiner als der Wert  $P_T$ ;

4. die sich selbsttätig einstellende Stützensenkungsmöglichkeit kann zur rechnerischen Auswertung der tatsächlichen Tragfähigkeit durchlaufender Träger verwendet werden.

Die Versuche sind eine Bestätigung der Theorie von GRÜNING. Der Stützenquerschnitt und die Feldquerschnitte unter den äußeren Lasten sind einander zugeordnet. Weitere Versuche sind anzustreben, um erstens das Vertrauen zu statisch unbestimmten Trägern zu stärken, das einzelne Ingenieure von jeher für sie in intuitiver Erkenntnis der bei ihnen vorhandenen Selbsthilfemöglichkeit des Baustoffs gehabt haben und um zweitens für die richtige Auswahl der Trägerarten und Systeme sichere, auch die Behörden überzeugende, sozusagen handgreifliche Unterlagen zu erhalten.

Prof. Dipl. Ing. K. MEMMLER, Berlin:

Zum Referat des Herrn Prof. GEHLER hätte ich wohl einige Einwendungen zu machen, die aber vorwiegend spezielle Fragen der Prüfungsmethodik betreffend, daher mehr den Materialprüfungsfachmann als den Brückenbau fachmann angehen, weswegen ich sie in diesem Kreise mit Rücksicht auf die knappe Zeit unterdrücken möchte. In einem Punkte muß ich aber eine Berichtigung anbringen, um irrümlichen Auffassungen vorzubeugen.

Auf Seite 136 bringt Herr GEHLER unter Abschnitt V: „Der Sicherheitsgrad beim Knicken“, eine graphische Darstellung der  $\sigma_k - \lambda$ -Kurve, aus der hervorgeht, daß bereits bei einem  $\frac{l}{i} = \lambda = \sim 55$  für St. 37 und  $\sim 50$  für St. 48 die  $\sigma_k$ -Kurve sich von der Streckgrenzenordinate abhebt und nach oben abbiegt, also einer Asymptote zur Ordinatenachse zustrebt. Seite 137, Absatz 2 behauptet dann Herr GEHLER, daß diese  $\sigma_k - \lambda$ -Linie durch die umfangreichen Knickversuche des Deutschen Eisenbauverbandes voll bestätigt worden sei. Ich nehme an, daß Herr GEHLER hier die Versuche meint, die im Benehmen mit dem Versuchsausschuß des Deutschen Eisenbauverbandes bei uns im Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem ausgeführt wurden. Diese Versuche bestätigen nun keineswegs die von Herrn GEHLER in der Abteilung 7 auf Seite 136 dargestellte  $\sigma_k - \lambda$ -Linie, und zwar weder für St. 37 noch für St. 48, auch nicht für Si-Stahl.

Diese umfangreichen Versuche, die an sogenannten Modellstäben von rechteckigem Querschnitt mit einer sehr sorgfältigen Versuchsmethodik neuerdings bis herunter zu einem  $\lambda = 20$  durchgeführt wurden, zeigen keinen Aufwärtsverlauf der  $\sigma_k$ -Kurve; diese verläuft vielmehr nach Einmündung der EULER-Hyperbel in die Streckgrenzengerade bis zu  $\lambda = 20$  in Höhe dieser Gerade, d. h. in Höhe der Streckgrenzenordinate.

Prof. N. STRELETZKY, Moskau:

Die Frage des Sicherheitsgrades ist eng mit der Formel der zulässigen Spannungen verbunden; darum müssen beide Beiwerte dieser Formel, der Beiwert der linken Seite, den wir Stoßkoeffizient oder dynamischer Koeffizient nennen, und der Beiwert der rechten Seite, der Sicherungsgrad, gemeinsam betrachtet werden.

Die Formel der zulässigen Spannungen ist:

$$\sigma_g + (1 + \varphi) \sigma_p = \frac{\sigma_s}{n}$$

wo  $(1 + \varphi)$  der Stoßkoeffizient und  $n$  der Sicherungsgrad ist.

Die erste Frage ist die Frage der Verteilung der verschiedenen Komponenten der Lastwirkung zwischen diesen Beiwerten; das einfachste und dem Sinne der Formel zweckmäßigste Prinzip ist eine solche Verteilung, bei welcher alle gesetzmäßigen, berechenbaren Faktoren auf die linke und alle nicht gesetzmäßigen auf die rechte Seite der Gleichung gesetzt werden, denn die linke Seite ist die Berechnung und die rechte das Ergebnis der Berechnung.

Nach dem Sinne unserer Formel sind nur die Hauptspannungen berechenbar; deswegen muß der Beiwert  $(1 + \varphi)$  nur auf solche dynamische Impulse sich erstrecken, welche die Hauptspannungen beeinflussen. (Außer der Rechnung bleiben alle Neben- und Zusatzspannungen, die man auch als Faser- und örtliche oder Lokalspannungen bezeichnen kann; streng gesagt, ist es nicht ganz logisch, denn einige Kategorien der Faserspannungen, die Spannungen der Knotenmomente sind gut berechenbar und gesetzmäßig und können ganz einfach auf die linke Seite übertragen werden.)

Nach dem hier ausgesprochenen Standpunkte muß der Beiwert  $(1 + \varphi)$  die gesetzmäßigen dynamischen Einflüsse enthalten. Es sind:

1. Einflüsse der dynamischen Last;
2. gesetzmäßige Einflüsse der Brückenkonstruktion;
3. vielleicht — gesetzmäßige Einflüsse der Resonanzerscheinung.

Der Beiwert  $n$  (Sicherungsgrad):

1. alle statischen und dynamischen Neben- und Zusatzspannungen (Faser- und örtliche Spannungen);
2. nicht gesetzmäßige Einflüsse der Konstruktion und des Zustands der Brücke, statische und dynamische;
3. nicht gesetzmäßige oder besser alle Einflüsse der Resonanzerscheinung.

Streng genommen müßte auch bei  $\sigma_g$  in der Formel ein Beiwert stehen, und die Formel sollte besser lauten:

$$\alpha \sigma_g + (1 + \varphi) \sigma_p = \frac{\sigma_s}{n}$$

wo  $\alpha$  die gesetzmäßigen Einflüsse der Brückenkonstruktion auf die Spannungen der ständigen Last ausdrückt (denn unsere Rechenspannungen, die infolge der ständigen Last entstehen, sind den wirklichen Hauptspannungen bei dieser Belastung nicht gleich).

Aber die Spannungsuntersuchungen, welche beim Abnehmen der Rüstungen gemacht wurden, zeigen uns, daß in diesem Augenblick — und nur dann wirkt die

ständige Last — die Abweichungen der wirklichen Hauptspannungen von den berechneten, besonders bei unseren weitmaschigen Konstruktionen, nicht groß sind.

Deswegen können wir  $a = 1$  setzen.

Der Beiwert  $(1 + \varphi)$  nach dem Sinne unserer Formel und seinem Gesetz (Hyperbel, als Funktion der Belastungsstrecke) beeinflusst nur die dynamische Wirkung der Last. Aber die Zahlenwerte, die wir in dem Ausdruck  $(1 + \varphi)$  einstellen und die wir den Brückenuntersuchungen entnehmen, umfassen alle dynamischen Wirkungen. Hier haben wir keine Einheit. Die Zahlenwerte des dynamischen Koeffizienten der Last sind niedriger als die empirischen Werte, besonders wenn wir im Resonanzgebiet den dynamischen Koeffizienten als Funktion der kritischen Geschwindigkeit annehmen.

Der dynamische Koeffizient der Last (Abb. 27), als Funktion der Belastungsstrecke, besteht aus drei Hyperbeln; die erste, die für ganz kleine Spannweiten, Längsträger und Brücken mit Fahrbahn oben, gültig ist, berücksichtigt die Einflüsse des Antriebsmechanismus nur der einen Seite der Lokomotive; die zweite, für kleinere Brücken mit Fahrbahn unten, die noch außerhalb des Resonanzgebietes liegen, berücksichtigt die beiden Seiten der Lokomotive und liegt deswegen etwas

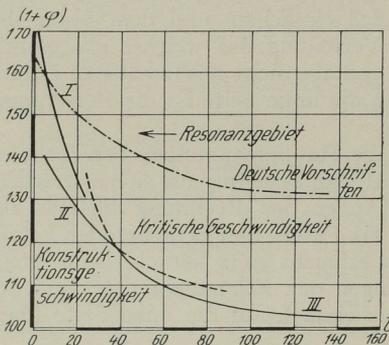


Abb. 27. Dynamische Koeffizienten der Last

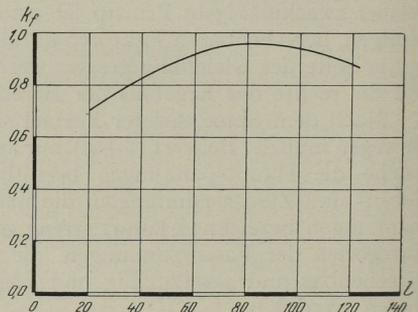


Abb. 28. Durchschnittskurve der Flächenkoeffizienten

niedriger als die erste. Diese beiden Hyperbeln entsprechen den größten Konstruktionsgeschwindigkeiten der Lokomotive. Die dritte Hyperbel liegt im Resonanzgebiet; sie berücksichtigt beide Seiten der Lokomotive und ist eine Funktion der kritischen Geschwindigkeit.

Der gesetzmäßige Einfluß der Brückenkonstruktion entspricht dem Unterschiede zwischen den wirklichen und theoretischen Einflußlinien, was mit Flächenkoeffizienten berücksichtigt werden kann (Abb. 28). Die Flächenkoeffizienten sind leicht findbare empirische Werte; hier müssen Axialflächen-Koeffizienten angedeutet werden. Eine Durchschnittskurve der Flächenkoeffizienten ist auf der Abb. 28 gezeigt.

Die Berücksichtigung der Resonanz mit dem Beiwerte  $(1 + \varphi)$  ist schwierig, aber nötig, wenn wir genügend große Zahlenwerte des Beiwertes  $(1 + \varphi)$ , die mit unseren zulässigen Beanspruchungen im Einklang stehen, finden wollen. Vom prinzipiellen Standpunkte würde es besser sein, wenigstens bei Eisenbahnbrücken, die Berücksichtigung der Resonanz mit dem Sicherungsgrade (in der rechten Seite der Formel) durchzuführen, denn bei Eisenbahnbrücken ist die Resonanz eine zufällige, aber keine regelmäßige Erscheinung; das würde aber zu ganz eigentümlichen Zahlenwerten der Beanspruchungen führen, die uns ganz ungewöhnlich sind.

Die Berücksichtigung der Resonanz auf der linken Seite der Formel kann auf

rechnerisch-empirischem Wege stattfinden. Der empirische Wert ist hier der Dämpfungskoeffizient (Abb. 29); er kann bei Brückenuntersuchungen mittels Schlagproben oder Schwingungsmaschinen gefunden werden. Ist er bekannt, so kann die größte Amplitude der Brückenschwingungen bei der Resonanz berechnet werden; die Resonanz kann infolge der Wirkungen der Rädergegengewichte bei Durchfahrt einer Lokomotive oder infolge der Stöße bei abgenützten Schienenfugen, bei Durchfahrt eines langen Güterzuges, bestimmt werden.

Die erste Kurve (der Amplituden infolge der Räderresonanz, Abb. 30) hat ein ausgeprägtes Maximum; denn sie ist von zwei Faktoren, die gegenseitig wirken, abhängig, nämlich:

1. von der Intensität der Stöße, die von der kritischen Geschwindigkeit abhängig ist und mit der Vergrößerung der Stützweite sich verkleinert (denn die kritische Geschwindigkeit ist eine sinkende Funktion der Stützweite);

2. von der Zahl der Stöße, die mit der Größe der Stützweite sich vergrößert.

Die Berechnung der zweiten Kurve (der Amplituden infolge der Schienenresonanz) (Abb. 30) zeigt eine Vergrößerung der Amplitudenwerte mit der Stützweite.

Es kann angenommen werden, daß die Entfernung zwischen den Schienenfugen ein vielfaches der Achsenabstände ist, welche beim ganzen Zuge gleich sind;

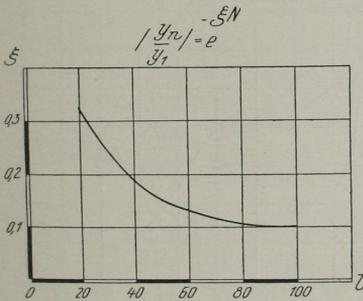


Abb. 29. Durchschnittskurve der Dämpfungskoeffizienten

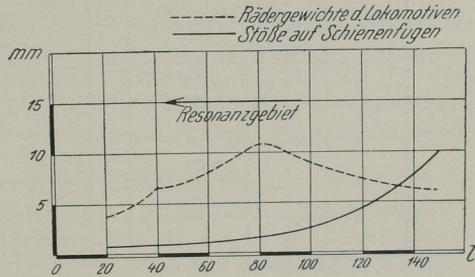


Abb. 30. Amplituden der Brückenschwingungen

das ist immer möglich. Dann wird die gesamte Intensität der gleichzeitigen Stöße mit der Größe der Brücke und mit der Zahl der Fugen sich vergrößern; die Zahl der gleichzeitigen Stöße kann bei dieser Berechnung als ein für alle Stützweiten konstanter Wert angenommen werden, denn sie hängt nicht von der Länge der Brücke, sondern von jener des Zuges ab; das führt zum Schlusse der Berechnung zu den Amplitudenwerten, die mit Vergrößerung der Stützweiten sich vergrößern.

Es ist möglich, als ein Maximum maximorum der Einflüsse, daß der Radumlauf der Lokomotive dem Achsenabstand der Güterwagen gleich ist; dann können die beiden Resonanzeinflüsse sich summieren.

Das Verhältnis der erhaltenen größten Summenamplitudenwerte zu der statischen Durchbiegung kann als der dynamische Zusatzkoeffizient der Resonanzerscheinung ( $r$ ) (Abb. 31) bezeichnet werden; es kann angenommen werden, daß die Vergrößerung der Hauptspannung dem Koeffizienten  $(1 + r)$  proportional ist. Die Kurve  $(1 + r)$  ist keine sinkende Funktion der Stützweite oder Belastungsstrecke, sie hat ein Maximum und ein Minimum.

Bei kleinen Brücken, die außerhalb des Resonanzgebietes liegen, können nur periodische Stoßimpulse vorhanden sein, die man bei größter Konstruktionsgeschwindigkeit der Lokomotive wirkend denken muß. Der Beiwert  $(1 + r)$  bei diesen Stützweiten ist eine rasch fallende Funktion und hat ein Minimum, denn die statische Durchbiegung bei kleinen Stützweiten vermindert sich mit der Ver-

kleinerung der Stützweite viel schneller, als die dynamische Schwingungsamplitude (bei konstanter Intensität des Stoßes). Zum Schluß bekommen wir für  $(1 + r)$  eine Kurve, die zwei Minima und ein Maximum hat.

Die resultierende Kurve des rechnerisch dynamischen Beiwerts, welche die gesetzmäßigen Einflüsse der Last und der Brücke berücksichtigt, kann als

$$(1 + \varphi') = K_f(1 + \varphi + r)$$

bezeichnet werden (Abb. 32). Die Kurve  $(1 + \varphi')$  ist auch keine sinkende Funktion und hat Minima und Maximum.

Im ganzen genommen ist das Gesetz dieser Kurve, die auf dem beschriebenen rechnerisch-empirischen Wege gefunden wurde, nahe dem Gesetze des Stoßkoeffizienten von Herrn REMFRY. Die Berechnungen von Herrn Dr. HORT ergeben auch kein eintöniges sinkendes Gesetz für den dynamischen Koeffizienten.

Die gefundene Kurve hat den Vorzug, daß sie sich auf empirische Werte stützt: es sind Dämpfungskoeffizient und Flächenkoeffizient. Die Kurve zeigt, daß das Gesetz der gesamten dynamischen Wirkung keineswegs eine einfache Hyperbel ist. Die Kurve zeigt den möglichen Hochwert der gesetzmäßigen dynamischen Ein-

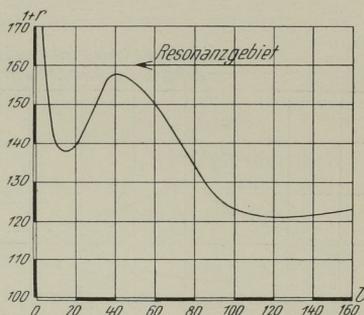


Abb. 31. Dynamischer Zusatzkoeffizient der Resonanzerscheinung

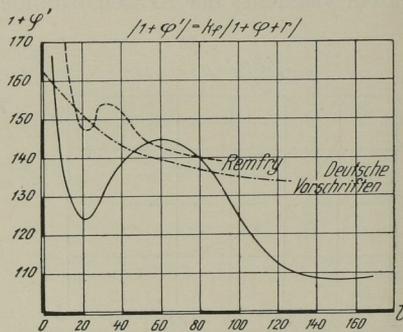


Abb. 32. Dynamischer Brückenkoeffizient

flüsse; wie wir sehen, sind die Ordinaten dieser Kurve nicht sehr hoch; alle empirischen Werte, die über der Kurve liegen, entsprechen nicht den Hauptspannungen, sondern auch den Zusatz- und Nebenspannungen oder den ungesetzmäßigen Einflüssen der dynamischen Wirkung.

Jetzt gehen wir zu der rechten Seite der Formel, zu dem Sicherungsgrad über. Bei unserer Rechnungsmethode muß er als ein konstanter Durchschnittswert angenommen werden. Nach den meisten Vorschriften, wenn wir mit der Streckgrenze, als der Grenze aller möglichen Spannungen, rechnen, haben wir für die Einflüsse, die mit dem Sicherungsgrad berücksichtigt werden müssen, zirka 50% der Hauptspannungen, was 800 kg/qcm ausmacht. Die erste Frage der Untersuchung ist die folgende: Ist diese Spanne genügend, um alle oben beschriebenen Neben- und Zusatzspannungen und die ungesetzmäßigen Hauptspannungen zu überdecken oder nicht? Darauf kann eine ganz bestimmte Antwort gegeben werden: die Spanne ist ungenügend. Die möglichen Folgen aus diesem Schlusse sind: 1. die Erniedrigung der zulässigen Beanspruchungen; 2. die Erhöhung über die Streckgrenze der möglichen Spannungen. Die Erfahrung lehrt uns, daß der zweite Ausweg zweckmäßiger und besser ist und keine Gefahr mit sich bringt, und daß wenigstens eine Kategorie der Spannungen, die örtlichen Spannungen, ganz leicht über der Streckgrenze bleiben können.

Bei dieser Auffassung berücksichtigt der Sicherheitsgrad bis zu der Streckgrenze nur die Nebenspannungen und die Hauptspannungen, die infolge der Un-  
gesetzmäßigkeiten der dynamischen und statischen Arbeit der Brücke (Verkrümmungen, Räumlichkeit usw.) entstehen. Aber die einfache Berechnung der möglichen Zahlenwerte dieser Spannungen zeigt, daß auch sie sehr oft die Streckgrenze überschreiten müssen.

Zum Trost kann man nur sagen, daß dieses Überschreiten nur in den schlechtesten Fällen, bei ganz außerordentlichen Umständen — wie größte Windkraft, Temperaturwirkung, Bremsen, Resonanz usw. — möglich ist und doch keine eigentliche Gefahr mit sich bringt; denn infolge der statischen Unbestimmtheit unseres Fachwerkes wird das örtliche Überschreiten der Streckgrenze nur eine Veränderung der Kraftströmungen in den Fachwerksgliedern bewirken.

Die örtlichen Zusatzspannungen können auch bei regelmäßiger Arbeit der Brücke die Streckgrenze überschreiten. Das gibt diesen Spannungen die größte Wichtigkeit: sie üben den größten Einfluß auf die Veränderung des Zustandes der Brücke, sie sind Quellen der Ermüdung, da sie bei dynamischer Arbeit der Brücke öfters Wechselspannungen mit sehr großen Frequenzen sein können; endlich können sie als der wichtigste Teil der Störungen, welche die Abweichungen der dynamischen Arbeit von dem Gesetz der Proportionalität der äußeren Kräfte beeinflussen, betrachtet werden.

Alle diese Tatsachen müssen als eine reguläre Folge der Brückenarbeit betrachtet werden; aus den Erfahrungen wissen wir, daß sie auch keine Gefahr für die Brücke mit sich bringen; sie bewirken aber ein Abnutzen der Brücke. Die Erfahrungen lehren uns weiter, daß dieser Vorgang des Abnutzens langsam vorschreitet und im guten Einklang mit der wirtschaftlichen Arbeitsdauer der Brücke steht; deswegen kann er keine Beunruhigung hervorrufen.

So kommen wir zum Schlusse, daß wir eigentlich keine bestimmte Grenze der möglichen Spannungen haben, denn die Streckgrenze wird von örtlichen Spannungen und kann von Nebenspannungen überschritten werden. Da hat auch der Begriff „Sicherheitsgrad“ keinen reellen Sinn; zuerst müssen wir noch große Untersuchungen auf dem Gebiete der örtlichen Spannungen und der plastischen Arbeit der Brücke durchführen, und nur dann können wir den reellen Sicherheitsgrad unserer Brücken bestätigen. Bis dahin können wir aber unsere zulässigen Spannungen nicht vergrößern; denn wir kommen mit unseren Zusatz- und Nebenspannungen in das Unbestimmte.

Prof. GRÜNING, Hannover:

In der Schrift „Tragfähigkeit statisch unbestimmter Systeme usw.“, deren wesentliches Ergebnis Herr GEHLER wiedergegeben hat, habe ich den Satz aufgestellt: „Überschreiten die Spannungen in  $n$  Stäben eines  $n$ -fach statisch unbestimmten Fachwerkes, die als Überzählige eines stabilen Systems aufgefaßt werden können, sowie in solchen Stäben des stabilen Systems, deren Spannkkräfte den Gleichgewichtsbedingungen gemäß mit denen der Überzähligen abnehmen, infolge einer Belastung die Elastizitätsgrenze, so gehen sie unter wiederholten Bel- und Entlastungen in und unter Umständen unter die Elastizitätsgrenze zurück, sofern die Spannung in keinem der Stäbe des stabilen Systems, deren Spannkkräfte mit Abnahme der Spannkkräfte in den Überzähligen zunehmen, sich über die Elastizitätsgrenze hebt.“ Es findet also ein Ausgleich der Spannungen statt, und schreitet solange fort, bis die Spannung in einem der letztgenannten Stäbe die Elastizitätsgrenze überschreitet. Daher besteht für jede Laststellung eine bestimmte Belastungsgröße, welche in  $n + 1$  Stäben gerade die Spannung der Elastizitätsgrenze erzeugt. Unter der Elastizitätsgrenze muß dabei die Spannung verstanden werden, bis zu der nach den Feststellungen BAUSCHINGERS die Proportionalitätsgrenze

durch wiederholte Belastungen dauernd gehoben wird. Der Satz kennzeichnet die Grenze der Belastung, welche ein  $n$ -fach statisch unbestimmtes Fachwerk beliebig oft ohne Bruch erträgt. Es ist die Belastung, welche nach den Gleichgewichtsbedingungen im allgemeinen  $n + 1$  gesetzmäßig einander zugeordnete Stäbe gleich hoch mit der Spannung der Elastizitätsgrenze beansprucht. Die notwendige Folge des Spannungsausgleiches ist: In einem statisch unbestimmten Fachwerk steht die Sicherheit eines auf Zug oder Druck beanspruchten Stabes nicht in bestimmter Beziehung zu der Höhe der Spannung. Die Spannung in *einem* Stabe bietet keinen Maßstab der Sicherheit. Der Beweis des Satzes setzt voraus, daß die Formänderung bei der Belastung nach Gleichung 6 des Referates

$$\delta = \frac{\sigma}{E} + f(\sigma - \sigma_p)$$

bei der Entlastung linear

$$\delta = \frac{\sigma}{E_1}$$

erfolgt, wobei  $E_1$  auch von  $E$  verschieden sein kann. Um die Gültigkeit der Voraussetzung zu prüfen, habe ich in einer Anzahl von Versuchen die Spannungsdehnungslinie verschiedener Stahlsorten bei wiederholten Be- und Entlastungen mit MARTENSCHEN Spiegeln aufgenommen. Die obere Belastung lag dabei teils dicht unter der Streckgrenze, teils erheblich über ihr. Die Entlastungen wurden

nur bis etwa 300 bis 400 kg/qcm durchgeführt, um die Stäbe nicht gänzlich zu entspannen. Die Messungen zeigten in allen Fällen das gleiche charakteristische Bild, das in der nebenstehenden Abb. 33 veranschaulicht ist.

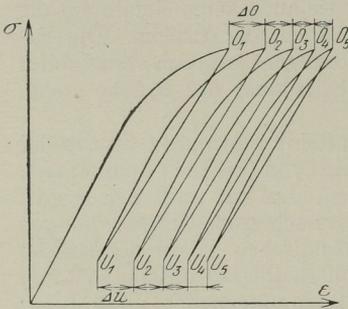


Abb. 33

Der Rückgang  $\sigma - u$  erfolgt ganz oder nahezu geradlinig mit etwas schwächerer Neigung als  $E$ . Bei der folgenden Belastung steigt die Linie zunächst *geradlinig* mit  $E$ , geht dann in schwächere Neigung über und durchschneidet die Linie der Entlastung. Die Abstände  $\Delta \sigma$ ,  $\Delta u$  nehmen mit jeder Be- und Entlastung ab. Beide konvergieren anscheinend gegen  $\sigma$ , indem die beiden Zweige einer Schleife in einer Geraden zusammenfallen.

Den gleichen Verlauf zeigten auch die Fälle, in denen die obere Spannung erheblich — bis zu 600 kg/qcm — über der Streckgrenze lag.<sup>1</sup>

Die Messungen stehen im Widerspruch zu dem ersten Satze BAUSCHINGERS, der lehrt, daß die Proportionalitätsgrenze durch eine Belastung, welche die Streckgrenze überschreitet, erheblich — oft bis auf  $\sigma$  — herabgeworfen wird. Bei keinem der untersuchten Stäbe ist die Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung unterhalb der Elastizitätsgrenze gestört worden, trotzdem die Belastungen weit über die Streckgrenze hinausgingen. Die zweite bemerkenswerte Erscheinung ist die deutlich erkennbare Verfestigung bestehend in der Konvergenz der Dehnungen  $\Delta \sigma$ ,  $\Delta u$  und der zunehmenden Abflachung der Schleifen. Die Zahl der durchgeführten Versuche reicht zu einem endgültigen Schluß nicht aus. Sie werden deshalb fortgesetzt. Immerhin läßt die Tatsache, daß in allen Fällen trotz verschiedener Stahlsorten und Stärken das gleiche Ergebnis gefunden wurde, eine Bestätigung bei weiteren Versuchen erwarten.

<sup>1</sup> Ein knapp nach dem Kongresse durchgeführter Versuch zeigt nach 15 Belastungen vollständige Konvergenz und elastische Formänderung bei weiteren 25 Be- und Entlastungen zwischen  $\sigma_0 = 3100$  kg/qcm (200 kg über der Streckgrenze) und  $\sigma_n = 280$  kg/qcm.

Die physikalische Grundlage des aufgestellten Satzes hat sich bisher bestätigt. Eine offene Frage bleibt die Höhe der Ursprungsfestigkeit. Die Auffassung BAUSCHINGERS, daß die Ursprungsfestigkeit mit der Spannung zusammenfällt, bis zu der die Elastizitätsgrenze dauernd gehoben werden kann, erscheint heute zweifelhaft. Die Feststellung der Ursprungsfestigkeit der verschiedenen Stahlorten ist eine der wichtigsten Aufgaben der Eisenforschung. Gleichzeitig wäre auch die Gültigkeit der Formel LAUNHARDT-WEYRAUCH nachzuprüfen, die ich in den Fällen bezweifle, in denen die untere Grenze der — entgegengesetzten — Beanspruchung die natürliche Elastizitätsgrenze des Materials nicht überschreitet. Denn bei keinem Versuche ist eine Tatsache festgestellt worden, aus der zu schließen wäre, daß eine Beanspruchung unterhalb der natürlichen Elastizitätsgrenze — nach BAUSCHINGER etwa  $\frac{2}{3} \sigma_E$  — das elastische Verhalten des Stahles gegen Beanspruchung des entgegengesetzten Sinnes beeinflußt. Da es sich bei der großen Mehrzahl aller Wechselstäbe um den Wechsel zwischen einer hohen Spannung des einen und einer wesentlich niedrigeren Spannung des anderen Sinnes handelt, ist die Frage von erheblicher praktischer Bedeutung. Es kommt hinzu, daß im Eisenbau der Wechsel zwischen zwei Spannungen entgegengesetzten Sinnes sich im allgemeinen nicht hin und her schwingend vollzieht, sondern nur durch eine Änderung der Laststellung hervorgerufen wird.

Noch einige Worte zu den Ausführungen des Herrn HARTMANN über die Bedeutung der Nebenspannungen, die durch Vernietung der Knotenpunkte entstehen. Solange die Spannungen des idealen Fachwerkes die Streckgrenze nicht überschreiten, bleiben die Längenänderungen der Stäbe in der Größenordnung  $\Delta s = 0,002 \cdot s$ . Durch diese ist aber die Schärfe der Krümmungen festgelegt, welche die Stäbe infolge Vernietung der Knotenpunkte erfahren. Die Überschreitung der Streckspannung am Rande eines Stabes ist erst möglich, wenn die Dehnung hier den ganzen Dehnungsbereich der Streckgrenze durchlaufen hat. Nach meinen Messungen sind das  $\varepsilon = 25\%$  und mehr für St. 37 und  $\varepsilon = 15\%$  und mehr für St. 48. Daraus ergibt sich für den kleinsten Wert, wenn  $h$  die Höhe des Querschnittes bezeichnet, eine Krümmung der Größenordnung

$$\frac{1}{\rho} = \sim \frac{1}{80h}$$

Man erkennt leicht, daß eine Krümmung dieser Schärfe unter der genannten Voraussetzung geometrisch unmöglich ist. Daraus folgt, daß die Streckspannung am Stabrande nicht überschritten werden kann, solange die Stabspannung des idealen Fachwerkes sie nicht überschreitet.

Zu einem allgemeinen Schluß führt folgende Überlegung. Es bezeichne  $A$  die Arbeit der Lasten,  $F$  die Formänderungsarbeit der Spannkkräfte in den Stäben,  $B$  die Formänderungsarbeit der Biegemomente infolge vernieteter Knotenpunkte.  $A_0, F_0$  seien die fraglichen Größen des idealen Fachwerkes. Unabhängig vom Formänderungsgesetz gilt für das ideale Fachwerk

$$A_0 = F_0$$

für das Fachwerk mit vernieteten Knotenpunkten

$$A = F + B.$$

Solange Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung besteht, ist leicht abzuleiten

$$F + B = F_0 - \frac{1}{2} \sum S_x^2 \frac{s}{EF} - \frac{1}{2} \int M_x^2 \frac{ds}{EJ}$$

wenn  $S_x$  die Spannkkräfte und  $M_x$  die Momente sind, die durch die statisch Unbestimmten erzeugt werden. Also ist

$$F + B < F_0$$

$$A < A_0.$$

Bei nicht linearem Formänderungsgesetz ist in ähnlicher Weise

$$A < A_0,$$

kürzer noch aus dem Satze ENGESSERS vom Minimum der Ergänzungsarbeit abzuleiten. Mithin ist

$$F + B < F_0$$

*allgemein gültig.* Das ideale Fachwerk sei in jedem Stab gerade noch bruch- und knicksicher. Ein Bruch durch die Nebenspannungen bedingt infolge der Zähigkeit des Stahles Formänderung und Formänderungsarbeit. Beim Bruch können die Lasten sich nicht heben, sie werden im allgemeinen sinken.  $A$  kann nicht abnehmen, sondern nur zunehmen.

Mit  $A$  nimmt auch  $F$  zu, dagegen nimmt  $B$  ab, da für  $A \rightarrow A_0$ ,  $B \rightarrow 0$ . Für  $B$  besteht der Grenzwert

$$B = F_0 - F - (A_0 - A)$$

Der Krümmung der Stabachsen ist daher eine bestimmte Grenze gesteckt, die nicht überschritten werden kann, solange das ideale Fachwerk in allen Stäben bruch- und knicksicher ist. Das gleiche gilt für die Dehnungen in allen Punkten der Stabquerschnitte. In einem Material von der Zähigkeit des Stahles kann ein Bruch nur bei *unbehinderter Dehnung* entstehen. Aus den dargelegten Gründen bin ich der Ansicht, die ENGESSER schon vor etwa 35 Jahren vertreten hat, daß die Höhe der Nebenspannungen, die durch Vernietung der Knotenpunkte entstehen, auf die Sicherheit eines Fachwerkes keinerlei Einfluß hat, und der Sicherheitsgrad ausschließlich durch die Höhe der Hauptspannungen bestimmt ist.

Prof. Dr. Ing. GEHLER:

Zunächst danke ich den Herren Diskussionsrednern für das lebhafteste Interesse, das sie durch ihre Beteiligung an der Aussprache für meine Darlegungen bekundet haben. Mein besonderer Dank gilt Herrn v. KUNICKY-Warschau, der sich in liebenswürdiger Weise bereitgefunden hat, durch seine Erläuterungen den wesentlichen Inhalt meines Referates in französischer Sprache den Fachgenossen romanischen Stammes zu übermitteln. Ich möchte nicht unterlassen, darauf hinzuweisen, daß die wörtliche Übersetzung meines Referates ins Französische von der Geschäftsstelle durchgeführt worden ist. Das Schriftstück kann im Sekretariat entnommen werden.

Herrn GRAF-Stuttgart stimme ich grundsätzlich darin bei, daß, wie ich auch in meinem Referat betont habe, bei allen plastischen Problemen die Schwingungsfestigkeit und Ursprungsfestigkeit maßgebend sind, die nach den Versuchen von WÖHLER und BAUSCHINGER an die Stelle der  $P$ -Grenze und Streckgrenze treten.

Herrn MEMMLER-Berlin möchte ich erwidern, daß bereits KÁRMÁN auf die bekannte Verzweigung der  $\sigma_K$ - $\lambda$ -Linie etwa im Punkte  $\lambda = 40$  hingewiesen hat. Es handelt sich hier um das bekannte Problem des Verzweigungsgleichgewichtes oder der bifokularen Erscheinungen. Der eine Ast der  $\sigma_K$ - $\lambda$ -Linie läuft wagrecht von  $\lambda = 40$  bis  $\lambda = 0$  weiter, während der andere Ast von  $\lambda = 40$  an stark ansteigt. Der erhobene Einwand behandelt also eine seit langem bekannte Erscheinung.

Herr KOSSALKA-Budapest kommt auf Grund seiner eigenen, sehr interessanten

Versuche zu dem gleichen Ergebnis wie ich in meinem Referat, also zu dem Vorschlag, für Knickstäbe den Sicherheitsgrad  $\nu = 2,5$ , und zwar gleichbleibend für den plastischen und elastischen Bereich anzunehmen. Ich darf diese Übereinstimmung mit Freuden begrüßen. Um Mißverständnissen vorzubeugen, sei besonders hervorgehoben, daß durch die umfangreichen Versuche des Deutschen Eisenbauverbandes die in der Abb. 7 meines Referates dargestellte Knickspannungslinie äußerst befriedigend bestätigt worden ist.

Herr HARTMANN-Wien hat sich mit Recht dagegen gewendet, daß die Nebenspannungen infolge starrer Knotenverbindungen künftig etwa als vollständig belanglos betrachtet werden können. Ich habe in meinem Referat unter VI,3 mich wie folgt ausgedrückt: „Für den Eisenbau ist hieraus zu schließen, daß z. B. die Nebenspannungen infolge starrer Knotenverbindungen nicht gleichwertig mit den Grundspannungen sind und ihnen auch nicht ohne weiteres zugezählt werden dürfen. Sie sind somit infolge dieses selbsttätigen Spannungsausgleiches im allgemeinen nicht so hoch einzuschätzen, wie früher allgemein geglaubt wurde.“ Ich nehme somit eine Mittelstellung zwischen Herrn HARTMANN und Herrn GRÜNING ein. Auf der einen Seite stimme ich mit Herrn GRÜNING darin überein, daß in allen Nietverbindungen, also auch insbesondere an den Knoten, ein gewisser Spannungsausgleich selbsttätig eintritt. Hier liegt somit ein plastisches Problem (vgl. meinen zweiten Leitsatz) vor, aus dem wir Nutzen ziehen können. Andererseits stimme ich mit Herrn HARTMANN darin überein, daß wir keinesfalls alle Nebenspannungen infolge starrer Knotenverbindungen und infolge außermittigen Kraftangriffes an den Knoten etwa vernachlässigen dürfen. Der Einsturz der Mönchensteiner Brücke im Jahre 1891 und die darauffolgenden Erörterungen im Schrifttum<sup>1</sup> haben einwandfrei erwiesen, daß dort die Nebenspannungen in einzelnen Stäben das Dreifache der Hauptspannungen betragen, und zwar hauptsächlich infolge des starken außermittigen Kraftangriffes. Hieraus ziehe ich die Folgerung, daß bei außergewöhnlichen Abmessungen von Fachwerken und bei außergewöhnlichen Grundformen nach wie vor die Nebenspannungen infolge starrer Knotenverbindungen gerechnet werden müssen, dagegen keinesfalls bei den gebräuchlichen Abmessungen und den üblichen Grundformen. Andererseits bin ich aber der Meinung, daß man mit der zulässigen Beanspruchung wesentlich höher als bisher gehen darf, so z. B. für die der Einfachheit halber als gleichwertig angenommenen Grund- und Nebenspannungen bis zur oder nahe bis zur Streckgrenze. Eine Entscheidung dieser schwierigen Frage kann erst dann getroffen werden, wenn weitere Ergebnisse von Versuchen mit häufig wiederholter Belastung vorliegen, wie sie z. B. zurzeit für Nietverbindungen in Stuttgart ausgeführt werden.

Herr GRÜNING-Hannover hat darauf hingewiesen, daß nach seinen neuesten, noch nicht veröffentlichten Versuchen sich bei häufig wiederholter Belastung ein anderes Ergebnis zeigt, als Abb. 10 meines Referates darstellt. Diese Abb. 10 ist, wie aus meinen Darlegungen klar hervorgeht, dem bekannten Werk von FR. BLEICH, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin, Verlag von Julius Springer, 1924, Seite 82, entnommen. Sie hat lediglich den Zweck, im Sinne von Herrn BLEICH eine möglichst einfache Grundlage für die Erklärung des WÖHLERSchen Gesetzes und der zwölf BAUSCHINGERSchen Gesetze zu bieten. Jeder neue Beitrag, wie der von Herrn GRÜNING in Aussicht gestellte zur Erforschung dieses plastischen Bereiches muß naturgemäß mit Freuden begrüßt werden.

Herr MAIER-LEIBNITZ-Eßlingen hat über seine sehr bemerkenswerten Versuche berichtet, die ebenfalls einen Beitrag zur Erforschung des plastischen Bereiches

<sup>1</sup> Vgl. W. GEHLER, Nebenspannungen eiserner Brücken. Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin, Seite 43.

bilden. Bei dem beschränkten Raum, der für mein Referat vorgeschrieben war, und an den ich mich halten zu müssen glaubte, habe ich es leider unterlassen, auf die mir wohlbekannteren neueren Versuche von Herrn MAIER-LEIBNITZ einzugehen. Um so mehr begrüße ich die hier von ihm dargebotene Ergänzung, die sich in den Rahmen meiner Darlegungen zwanglos eingliedert.

Herr STRELETZKY-Moskau hat auf die Notwendigkeit hingewiesen, die Ergebnisse der dynamischen Erforschung von Brücken möglichst bald für die Bemessung der Tragwerke nutzbar zu machen, also bestimmte Beiwerte in die Spannungsformeln aufzunehmen. Ich möchte hier einen Gedanken von Herrn STRELETZKY, den er in seinem Referat A<sub>2</sub>, Seite 112, angedeutet hat, etwas ausführlicher erläutern, weil ich ihn für praktisch bedeutsam erachte.

Die zulässige Spannung ist

$$\sigma_{\text{zul}} = \frac{S_g + S_p}{F}$$

Bezeichnet  $f_s$  = Fläche der statischen Einflußlinie und  $f_d$  = die Fläche der dynamischen Einflußlinie, so ist  $S_g = g \cdot f_s$  und  $S_p = p_d \cdot f_d$ , wobei  $p_d$  den statischen Belastungsgleichwert bedeutet. Es handelt sich nun darum, das letztere Produkt aus den statischen Größen aufzubauen. Hierzu sind zwei Beiwerte erforderlich, nämlich ein dynamischer *Belastungsbeiwert* (d. i. unsere Stoßzahl  $\varphi$ ) und ein *dynamischer Brückenbeiwert*, der lediglich von der Art der Brücke, also nicht von der Belastungsgröße und Belastungsart abhängt. Für diesen neuen Beiwert schlägt STRELETZKY den sogenannten Flächenbeiwert  $K_f$  vor. Aus Abb. 37 des Referates STRELETZKYS ergibt sich z. B. für eine Brücke von 60 m Spannweite  $K_f = 0,8$ , dagegen bei 90 m Spannweite  $K_f = 1,0$ . Nimmt man nach Abb. 33, S. 98 die zu diesen Stützweiten zugehörigen Stoßzahlen zu  $\varphi = 1,8$  bzw.  $\varphi = 1,65$  an, so erhält man dieses erörterte Produkt zu

$$p_d \cdot f_d = (p_s \cdot \varphi) \cdot (f_s \cdot K_f) = (p_s \cdot f_s) \cdot \varphi \cdot K_f = P \cdot 1,80 \cdot 0,8 = 1,44 P$$

bzw.  $p_d \cdot f_d = \dots \dots \dots = P \cdot 1,65 \cdot 1,0 = 1,65 P$

Somit ergibt sich:

$$\text{für } l = 60 \text{ m } \sigma_{\text{zul}} = \frac{1}{F} \left\{ g \cdot f_s + (p_s \cdot \varphi) \cdot (f_s \cdot K_f) \right\} = \frac{1}{F} (S_g + 1,44 S_p)$$

bzw. „  $l = 90 \text{ m } \sigma_{\text{zul}} = \dots \dots \dots = \frac{1}{F} (S_g + 1,65 S_p)$

Der Grundgedanke dieses Vorschlages besteht darin, durch Einführung des *neuen Beiwertes*  $K_f$ , der die *Arbeit der Brücke* kennzeichnet, *neben dem Belastungsbeiwert*  $\varphi$  einen neuen verbesserten Maßstab für die Beanspruchung zu finden.

Zum Schluß möchte ich im Anschluß hieran noch zwei Beispiele für die *Arbeitsleistungslinie bei der dynamischen Beanspruchung von Brücken* andeuten.

In unserem Ausschuß für Brückenmeßtechnik der Reichsbahn rollte ich bei der letzten Sitzung Ende August die beiden Fragen auf: Was ist bei unseren Brückenschwingungen Arbeitssumme und was ist Leistung? Das Referat STRELETZKY gab mir folgende Anregung:

1. *Beispiel*: Nimmt man an, daß der schweizerische Einachswagen mit 40 km/Std. Geschwindigkeit über einen Gleisträger rollt, so ergibt sich nach STRELETZKY (S. 42) aus dem Durchbiegungsdiagramm die Fläche  $f_d$  der dynamischen Einflußlinie und ferner die für die Einzellast leicht zu bestimmende Fläche  $f_t$  der theoretischen Einflußlinie der Durchbiegungen. Der sogenannte Flächenbeiwert ist dann nach STRELETZKY:

$$K_f = f_d : f_t$$

Er stellt eine Arbeitsgröße dar. Die zugehörige Leistungsgröße erhält man dadurch, daß man diesen Wert durch die Zeitdauer der Überfahrt  $T_f$  teilt, also den Ausdruck

$$L_f = K_f : T_f$$

bildet. Somit ist man in der Lage, für eine bestimmte Geschwindigkeit einen Punkt meines Arbeits-Leistungsdiagrammes (Abb. 11 meines Referates) zu finden und für andere Geschwindigkeiten andere Punkte. Eine Grenzlinie in diesem Diagramm wäre dann zu finden, wenn sich bei einer bestimmten sehr großen Geschwindigkeit irgend ein bleibender Schaden an der Brücke zeigt, sei es das Lockern der Nietverbindungen, starke Fließerscheinungen oder Schäden an Gelenkverbindungen. Die Ordinaten der zulässigen Arbeits-Leistungslinie müßten dann zu einem Bruchteil der Ordinaten der Grenzlinie angenommen werden, z. B. zu etwa zwei Drittel.

2. *Beispiel*: Bei den *freien Schwingungen* eines *Knotens* beim russischen *Schlagversuch* oder beim *Aufschaukeln der Brücke durch den neuen deutschen Erschütterungswagen der Firma Losenhausen* ist nach STRELETZKY S. 104 das bekannte *Dämpfungs-gesetz*:

$$\left(\frac{y_n}{y_1}\right) = e^{-ENT}$$

und nach S. 106 der Wert  $\frac{d}{dt} \left[ \left(\frac{y_1}{y}\right)^2 \right]$  eine Kennziffer für den *Energieverbrauch*. Somit besteht wiederum die Möglichkeit

- a) eine *Arbeitsgröße*  $A_S$  aus diesem Diagramm zu finden;
- b) die *zugehörige Zeit*  $T_S$  zu entnehmen und  $L_S = A_S : T_S$  zu bilden
- und c) wiederum meine *Arbeits-Leistungslinie* aufzutragen.

Meine Herren! Unsere Brücken sind dynamische Lebewesen, genau wie wir Menschen. Sie sind, genau wie wir selbst, sehr verschieden in ihrem Energie-Umwandlungsgesetz, in ihrer Arbeitssumme und in ihrer Leistung. Es gilt nun diejenige Grenzlinie als *Arbeits-Leistungsdiagramm* zu finden, bei der irgend etwas eintritt, was wir für bedenklich ansehen. Dies muß nicht etwa der Bruch sein, sondern z. B. beim Menschen irgend ein ernstes Warnungszeichen, eine starke bleibende Dehnung, ein Schlaganfall, ein Memento mori. Kennen wir diese dynamischen Grenzlinien, so sind wir auch in der Lage, zulässige Beanspruchungen festzulegen. Derartige dynamische Grenzlinien zu finden, z. B. die von mir vorgeschlagene Arbeits-Leistungslinie bestimmter Brückentypen, möchte ich als eines der nächsten Ziele unserer Forschungsarbeit kennzeichnen.