

DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Geh. Regierungsrat Professor Dr.-Ing. A. Hertwig, Berlin-Wilmersdorf, Sächsische Str. 43
Fernsprecher: 87 7421
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

11. Jahrgang

BERLIN, 21. Januar 1938

Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Dauerfestigkeit von Walzträgern.

Von Dr.-Ing. chr. Bühler, Dipl.-Ing., Sektionschef S. B. B., Bern.

Anlässlich des Baues einer größeren Fachwerkbrücke wurde versucht, bei den Fahrbahnteilen durch Anwendung der Schweißung Ersparnisse zu erzielen. Solche Ersparnisse wären durchaus möglich, wenn bei Anschlüssen und Versteifungen die Querschnitte den Kräften angepaßt oder knapp bemessen werden könnten und Abzüge an Widerstandsmomenten infolge Schweißungen entbehrlich wären.

Da damit gerechnet werden mußte, daß die Dauerfestigkeit der für die Fahrbahn vorgesehenen gewalzten Träger infolge der Schweißnähte oder Lochungen herabgesetzt werde, wurden zur Feststellung der Abminderungen die nachstehend beschriebenen Versuche angeordnet.

Versuchsordnung.

Als Versuchsträger wurden Breitflanschträger Nr. 22 mit 2,50 m Stützweite gewählt, die in einem Amslerschen Pulsator von 60 t größter Belastung geprüft wurden¹⁾. Der Pulsator übte die Belastung in zwei um 50 cm voneinander abstehenden Schnitten aus. Die Träger wurden in diesen Schnitten durch Flachstähle versteift, die nur mit dem Steg und dem Druckgurt verschweißt wurden. Der Zuggurt lief frei durch (Bild 1).

Die mittlere Strecke wurde nun auf verschiedene Weise bearbeitet (Bild 2). Es erhielten:

1. Träger: vier Bohrungen von 14 mm Durchm.;
2. Träger: neben vier Bohrungen noch eine allseitig eingeschweißte Versteifung;
3. Träger: nur eine eingeschweißte Versteifung;
4. Träger: zwei Schweißraupen längs;
5. Träger: zwei Querschweißungen;
6. Träger: einen quer aufgeschweißten Winkel (zur Schwellenbefestigung);
7. Träger: mit Kehlnähten befestigte Windverbandbleche;
8. Träger: mit Stumpfnähten befestigte Windverbandbleche;
9. Träger: wie 8. Träger aber „spannungsfrei“ ausgeglüht bei $600^{\circ}\text{C} \pm 20^{\circ}\text{C}$ während $2\frac{1}{2}$ Stunden. Vorausgegangen war das Aufheizen des Ofens von 350°C an während 1 Stunde. Die Abkühlung geschah auf dem Herd außerhalb des Ofens (1 Stunde) und anschließend daran Abkühlung in ruhiger Luft.

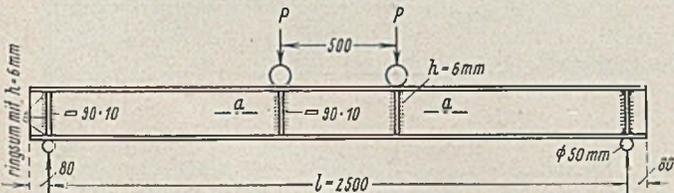


Bild 1. Abmessungen der Versuchsträger.

Eine Nachmessung der Walzträger D 122 ergab, daß die wirklichen Abmessungen kleiner als die theoretischen waren (Flanschstärke 15 statt 16 mm; Steg 9,2 statt 10 mm). Die Träger entstammen einer Schmelzung und Walzung und entsprechen dem St 37. Die SCW-Elektroden Nr. 31 und 38 wurden mit B. B. C.-Gleichstrom-Generatoren (unbelastet 50 V, belastet 25 bis 30 V, Schweißstrom 130/200 Amp) verschweißt. Die Schweißungen wurden mit möglichster Sorgfalt ausgeführt, wobei an den Trägern keine außergewöhnlichen Verformungen festgestellt wurden. Nacharbeiten an Schweißraupen, wie Schleifen und dergleichen, wurden nicht vorgenommen, mit Ausnahme bei Träger 8 und 9 (s. Bild 2).

¹⁾ Die Versuche wurden an der eidgen. Materialprüfungsanstalt ausgeführt.

Messungen bei den Versuchen.

Von der Erwägung ausgehend, daß anlässlich eines Versuches nie zu viel Beobachtungen angestellt werden können, wurden folgende Messungen angeordnet:

1. Statische Belastung bis zu derjenigen des voraussichtlichen Dauerbruches.
 - a) Durchbiegungen in Trägermitte,
 - b) Längenänderungen in der Zugzone an zehn Stellen (10 cm Meßlänge).
2. Dauerbruch.
 - a) Pulsieren bis zum Bruch (annähernd Ursprungsfestigkeit).
 - b) Bleibende Längenänderungen nach dem Bruch.

Die Versuche konnten nicht durchwegs bei den gleichen Spannungsverhältnissen durchgeführt werden, da anfänglich die Dauerfestigkeit überschätzt wurde. Die vom Pulsator ausgeübte Belastung betrug 20 bis 27,8 t im ganzen, also für eine Belastungsstelle 10 bis 13,9 t.

Ergebnisse der Versuche.

Die der statischen Belastung entsprechenden, gemessenen Spannungen sind auf Grund des Wertes $E = 2150 \text{ t/cm}^2$ ermittelt und nachstehend mit den berechneten Spannungen verglichen.

Gemessen wurden die Spannungen auf der Außenfläche des Zugflansches auf je 10 cm Länge über den mittleren 50 cm langen Trägerteil.

Horizontalschnitte a-a

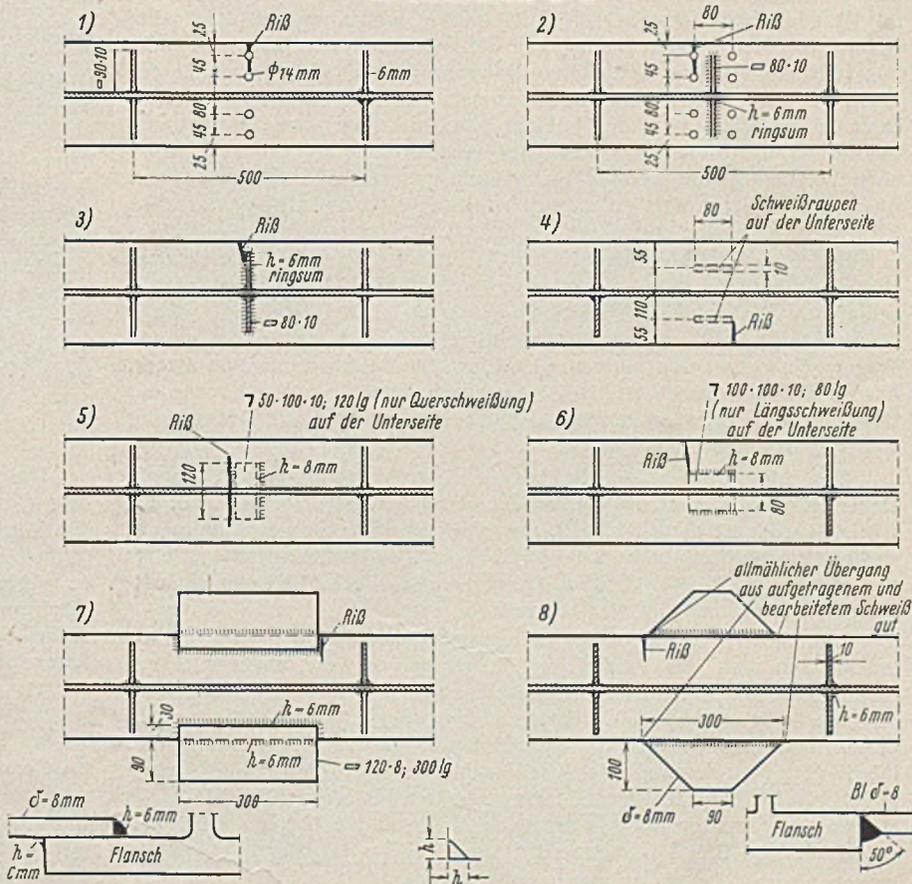


Bild 2. Bearbeitung des mittleren Teiles des Zuggurtes durch Bohrungen und Schweißungen (Träger 1 bis 9).

so daß im allgemeinen acht Messungen in den ungestörten Flansch (seitlich) und zwei Messungen in den gestörten Flansch (Mitte) fielen.

Die Ergebnisse gehen aus nebenstehender Tabelle hervor.

Aus dieser Zusammenstellung ist ersichtlich, daß die berechneten und gemessenen Spannungen nicht immer gut übereinstimmen. Offenbar spielen bei Breitflanschträgern die Walzspannungen und in Verbindung damit die Eingriffe durch die Bearbeitung doch eine gewisse Rolle. Sie gelangen schon bei einer verhältnismäßig kleinen Belastung zur Auslösung und lassen beträchtliche bleibende Dehnungen zurück. Diese sind in vorstehender Zusammenstellung in ‰ angegeben. 0,21 ‰ Dehnung entsprechen rund + 450 kg/cm² Spannung, die ihrerseits 1/4 bis 1/5 der größten Biegungsspannung ausmacht.

Die Durchbiegungen als Summenausdruck des Verhaltens eines Trägers ergeben für eine Tonne Belastung im Mittel 0,20 mm elastisch und 0,02 als bleibend (1/10 der elastischen). Es zeigt sich auch, wie zu erwarten war, daß die örtlichen Unregelmäßigkeiten, die sich in den Dehnungen kundgeben, beträchtlicher sind als diejenigen, die sich in dem Summenausdruck einer Durchbiegung zeigen.

Die Ergebnisse der Dauerversuche lassen sich aus folgender Tabelle herauslesen:

Träger-Nr.	Belastung t	Zugspannung kg/cm ²	Bruch bei Anzahl Lastwechsel	bleibende ‰ Dehnungen im Zugflansch	
				Bruchzone	seitlich
1	2,5/22,5	{ 2120 gelocht 1650 ungelocht 1890 gelocht 1470 ungelocht }	612 000	0,20	0,08
2	0/20,0	{ 1475 1660 }	765 600	0,35	0,23
3	0/20,0	1475	1 430 000 +	—	—
4	2,5/22,5	1660	941 900	0,25	0,17
5	0/20	1475	1 060 000 +	0,30	0,15
6	2,5/22,5	1660	956 600	rd. 0,30	rd. 0,15
7	2,5/20	1475	644 800	—	0,23
8	2,5/22,5	1660	560 000	0,36	0,07
9	2,5/27,8	2050	96 400	0,40	0,00
	2,5/25,0	1840	235 000	0,09	0,07
	2,5/25,0	1840	456 100	—	0,04

Wie schon bei den statischen Versuchen hervorgehoben wurde, tritt unter einer einmaligen Belastung eine beträchtliche bleibende Dehnung auf, die im Mittel für die Träger 0,14 ‰ im Bruchquerschnitt beträgt. Bei den Dauerproben kommen im Mittel 0,28 ‰ hinzu, so daß man beim Bruch mit einer Gesamtdehnung von der Größenordnung 0,28 + 0,14 d. h. von rd. 0,4 ‰ rechnen darf. Diese Dehnung ist aber viel kleiner als der Wert, der beim Bruch eines Zugstabes gefunden wird (20 bis 30 ‰). Man kann daher füglich die Frage aufwerfen, ob die sogenannte Plastizitätstheorie für die Anwendung auf stark veränderliche Belastungen gelten könne, indem ja die großen Bruchdehnungen statischer Versuche und damit die Entlastungen zu schwacher Bauteile nicht zustande kommen.

Die geringen Dehnungen in der Zugzone bei Dauerbeanspruchungen sind im Grunde genommen noch vergrößert durch die hierbei gleichzeitig ausgelösten Walz- und Schweißspannungen. Um eine Trennung dieser Einflüsse zu erhalten, hätte noch ein Versuch mit einem glatten Träger gemacht werden müssen. Die Versuche hatten ferner zum Zweck, noch die Ursprungfestigkeit zu bestimmen, indem die untere Grenze der Belastung klein gewählt wurde. Bei der Auswertung dieser Beobachtung sind wir wie folgt vorgegangen:

Zunächst muß man sich darüber im Klaren sein, daß es sich um die Dauerfestigkeit für eine bestimmte Lastwechselzahl handelt, z. B. für 1 Mio. Damit ist aber die Wöhlerlinie für die im vorliegenden Falle gesuchte Ursprungfestigkeit noch nicht bekannt. Von einer Kenntnis aller anderen Wöhlerlinien, die den Schwell- und Wechselfestigkeiten entsprechen, kann ebenfalls noch keine Rede sein.

Immerhin ist es möglich, schätzungsweise Wöhlerlinien zu zeichnen, indem man sich der Versuchsergebnisse bedient, die anderwärts gefunden wurden. In vorteilhafter Weise kann man sich des logarithmischen Koordinatensystems für Ordinaten und Abszissen bedienen. In diesem Falle stellen sich die Wöhlerlinien angenähert als Geraden dar. Ihre Richtung ist durch die statische Festigkeit und die Versuchsergebnisse gegeben. Da die unbegrenzte Dauerfestigkeit bei etwa 5 Mio Wechsel²⁾ angenommen werden darf, so läßt sich diese für die Ursprungfestigkeit auf Grund von Bild 3 bestimmen.

²⁾ Brüche können allerdings noch bei einer viel höheren Anzahl Wechsel vorkommen.

Träger	Belastung	Spannungen in kg/cm ²				Dehnung bleibend ‰		Durchbiegungen mm				P
		berechnet		gemessen		Mitte	seitlich	elastisch		bleibend		
		Mitte	seitlich	Mitte	seitlich			total	für 1 t	total	für 1 t	
1	20	1890	1470	1710	1460	nicht bestimmt		4,22	0,212	0,31	0,0155	20
2	20	1890	1470	1950	1590	0,16	0,09	3,54	0,202	0,51	0,0291	17,5
3	20	1475	1475	1290	1320	0,15	0,11	3,71	0,212	0,41	0,0234	17,5
4	20	1475	1475	1230	1280	0,16	0,11	3,45	0,197	0,33	0,0188	17,5
5	20	1475	1475	1330	1480	0,21	0,17	3,73	0,213	0,37	0,0211	17,5
6	22,5	1660	1660	1640	1800	0,08	0,02	3,93	0,197	0,77	0,0385	20
7	20	1470	1470	1102	1310	nicht bestimmt		3,92	0,196	0,25	0,0125	20
8	25	1840	1840	1370	1590	0,18	0,18	4,65	0,207	0,50	0,0221	22,5
9	25	1840	1840	1610	1740	0,06	0,13	4,68	0,208	0,14	0,0063	22,5

Im vorliegenden Fall ergibt sich angenähert für die Ursprungfestigkeit bei ungefähr 5 Hertz:

Träger	Ursprungfestigkeit bei		Verhältnis 5 Mio/Volles Material
	1 Mio Wechsel	5 Mio Wechsel ∞	
1	21,0 (16,4)	19,5 (15,1)	0,76 (0,60) } gebohrt
2	18,5 (14,4)	17,0 (13,1)	0,66 (0,52) } gebohrt
3	16,2	14,5	0,57 geschweißt
4	16,3	14,7	0,58
5	16,4	13,0	0,51
6	16,0	14,3	0,56
7	17,8	16,1	0,62
8	16,8	15,1	0,59
9	17,6	15,9	0,61

Volles Material St 37 26,6

Von anderen Versuchen her lag für Träger 1 noch ein gleichartiges Beispiel vor, dessen Dauerfestigkeit in der Linie mit 1 liegt, obschon die Bohrungen etwas versetzt waren (Bild 4).

Die Versuchsergebnisse „2“ und „3“ sind etwas widersprechend. „3“ sollte nämlich eher höhere Werte als 2 liefern, da in diesem Falle der RiB durch die gleichzeitig vorhandenen Bohrungen und nicht durch die Schweißung lief. Die Fälle „3“, „4“ und „6“ haben ähnliche Dauerfestigkeiten ergeben; sie liefern den überzeugenden Beweis, wie gefährlich die thermischen Einflüsse des Schweißens sind. Hierbei fällt „5“ besonders stark ab, da die Kerbwirkung besonders groß ist. Zu den letzteren Fällen wäre auch „7“ zu zählen, in dessen stellt sich hierbei die Dauerfestigkeit doch besser.

Die Fälle „8“ und „9“ liefern den Beweis, daß das Ausglühen die Verhältnisse nicht wesentlich zu verbessern vermag. Die Kerbspannungen sind daher gegenüber den Schrumpf- und Walzspannungen wohl ausschlaggebend. Bild 5 zeigt die bei den Trägern 1 bis 9 aufgetretenen Risse. Auffällig sind die Brucherscheinungen bei den Trägern 5 und 6.

Als Schlußfolgerungen aus den Versuchen dürfte daher gesagt werden:

Infolge des Schweißens auf den Zugflanschen von Walzträgern läßt sich die Ursprungfestigkeit des Materials auf Biegung nur zu 0,5 bis

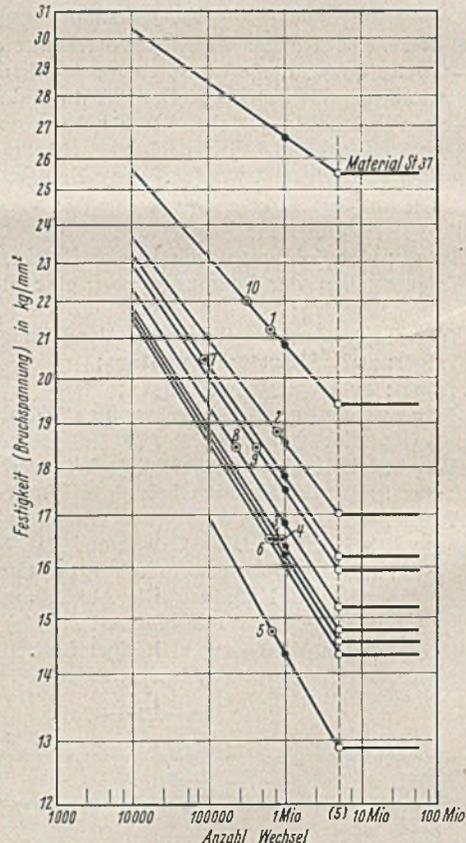


Bild 3. Angenäherte Bestimmung der „unbegrenzten“ Dauerfestigkeit der Träger 1 bis 9.

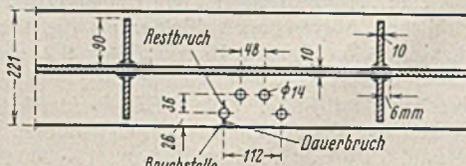


Bild 4. Dauerbruch eines weiteren Trägers (10) mit versetzten Bohrungen.

0,6 ausnutzen; dasselbe trifft auch bei Bohrungen zu, wenn beim Vergleich die auf den ungeschwächten Querschnitt ausgerechneten Spannungen herangezogen werden.

An diese Darlegungen möchten wir folgende Bemerkungen knüpfen:

Bei der Bemessung von Bauten, die wechselnden Beanspruchungen ausgesetzt sind, spielt die Frage nach der Dauerfestigkeit des Materials eine bedeutende Rolle. Trotz der Bekanntgabe einer großen Anzahl Versuchsergebnisse ist es leider meistens unmöglich, daraus eine Dauerfestigkeitskurve für die verschiedenen Spannungsgrenzen oder Beanspruchungsarten zu gewinnen (Wöhlerlinien). Dies gilt besonders mit Bezug auf die Baustähle, bei denen die veröffentlichten Versuchsergebnisse kaum mehr überschaubar sind.

Und doch wäre es den Materialprüfungsanstalten nicht schwierig gefallen, Abhilfe zu schaffen, wenn durch einen Verzicht auf viele Wiederholungen einzelner Versuche eine Arbeitsteilung vorgenommen worden wäre.

Entsprechend den Anforderungen der Praxis wäre es erwünscht, daß Wöhlerlinien gemäß Bild 6 gesucht würden, und zwar für die verschiedenen Beanspruchungsarten:

Zug, Druck, Biegung, Umlauf-Biegung, Verdrehung.

Hierzu kämen die zusammengesetzten Beanspruchungsarten.

Für jeden Versuch zur Bestimmung der Dauerfestigkeit muß die Häufigkeit der Wechsel (Hertz) und das Gesetz der Spannungsänderung angegeben werden. Letzteren wird zumeist eine Sinuskurve zugrunde

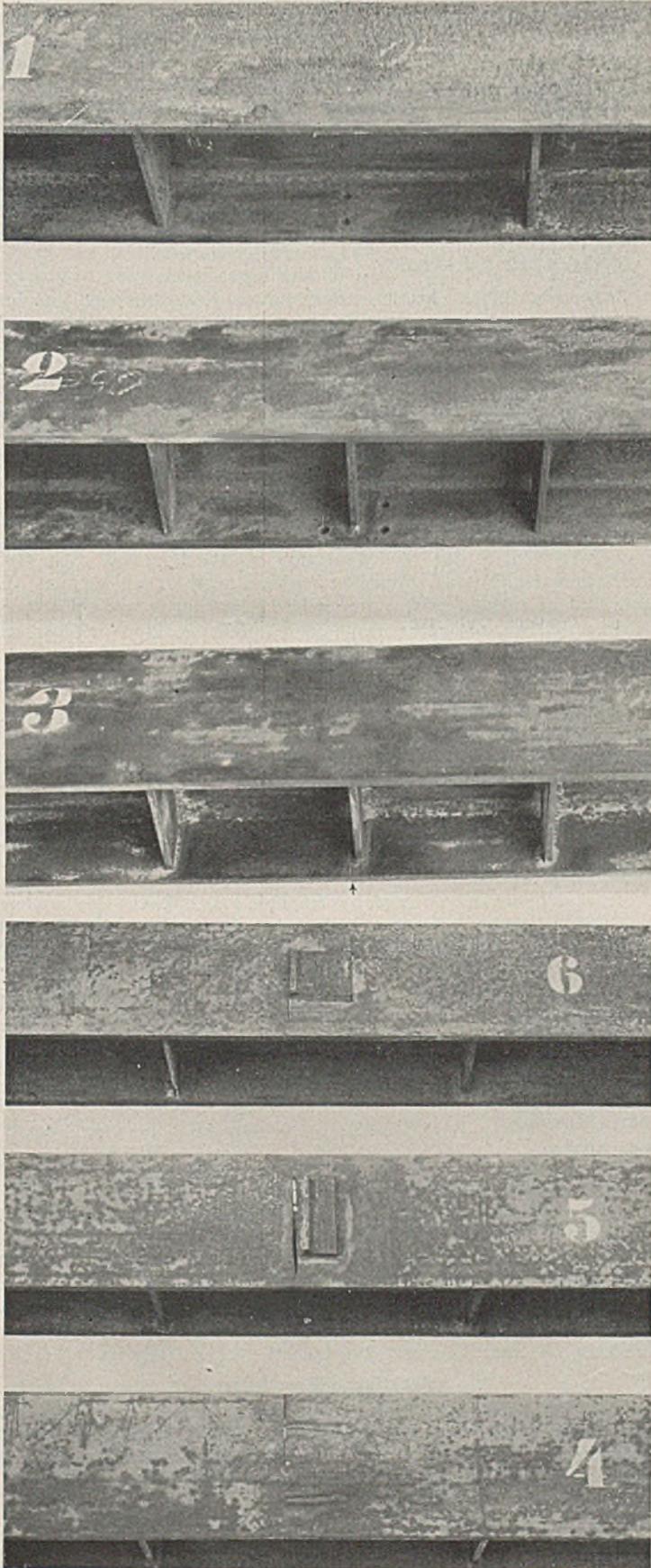


Bild 5. Mittlere Teile der Zuggurte der Träger 1 bis 9 mit den aufgetretenen Rissen.

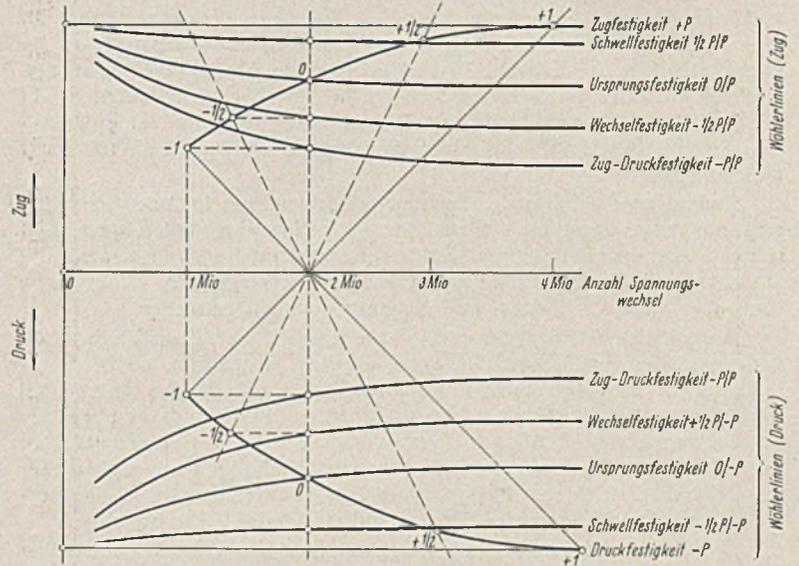
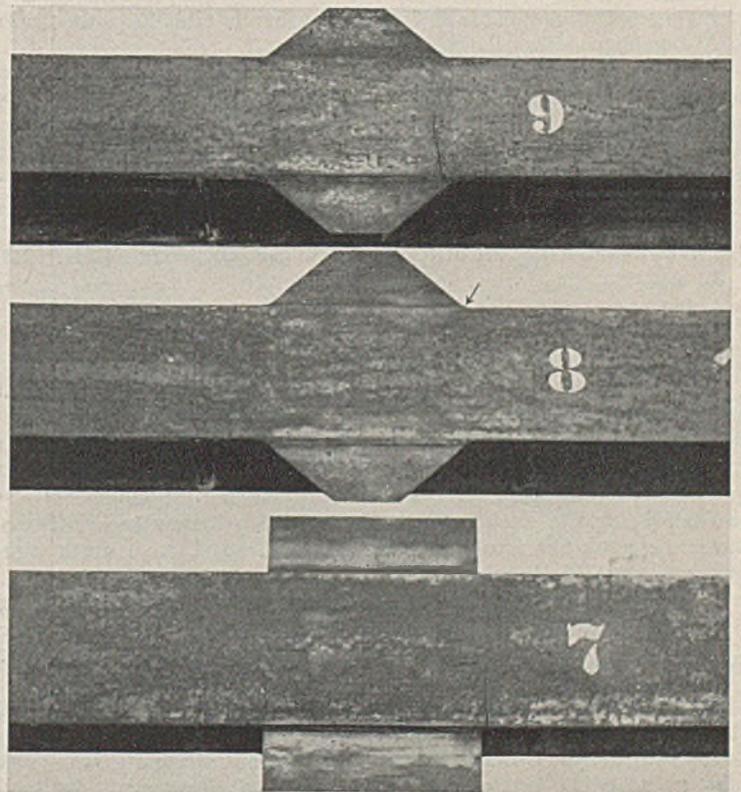


Bild 6. Schematisierte Wöhlerlinien Zug-Druck, mit Diagramm Godman für 2 Mio Wechsel.

gelegt. Nach Moore und Kommers haben Spannungswechsel bis 35 Hertz auf die Bestimmung der Dauerfestigkeit wenig Einfluß, nach anderen Forschern sogar bis 170 Hertz. Bei sehr raschen Wechseln von ungefähr 500 Hertz soll sich die Dauerfestigkeit um 3 bis 13% erhöhen. Ob dies nicht auch der Fall sein könnte, wenn sehr langsame oder sogar zeitweilig unterbrochene Versuche durchgeführt würden, wäre lehrreich zu wissen. Dies geht aus nachstehenden Darlegungen hervor.

Während im Maschinenbau die betrieblichen Beanspruchungen eindeutiger umschrieben werden können und dem Mechanismus der Prüfmaschinen oft eng verwandt sind, ist dies beim Brücken- und Ingenieurbau nicht so. Es darf wohl darauf hingewiesen werden, daß man heute in der unmittelbaren Anwendung der Ergebnisse aus Dauerfestigkeits-



versuchen zu weit geht. Selbst bei Eisenbahnbrücken ist die Sachlage verwickelt und hängt dazu noch von der Spannweite ab. Bei den Fahrbahnen kann der Übergang einer Lokomotive so viele größte Wechsel erzeugen, als Triebachsen vorhanden sind, während die leichteren Führungsachsen und die Wagenachsen nur ausnahmsweise die gleichen Grenzwerte der Beanspruchungen zu wiederholen vermögen. Bei einer einspurig betriebenen, stark befahrenen Linie (z. B. 80 Züge mit 50 Wagenachsen täglich, mit je einer Lokomotive zu 3 bis 4 Triebachsen) können so in ungünstigen Fällen, d. h. bei kleinsten Brücken oder Brückenteilen (Fahrbahn), rund 100 000 größte Spannungswechsel im Jahr (mit etwa 20 Hertz) und 1 500 000 weitere unvollständige, kleinere Spannungswechsel vorkommen. Wächst die Feldlänge einer Fahrbahn, so fällt die Anzahl der größten Spannungswechsel bis auf 30 000 (mit etwa 5 Hertz) und die der unvollständigen kleineren Wechsel auf etwa 400 000 im Jahr. Für die Hauptträger liegen die Verhältnisse noch günstiger; im Grenzfall bildet die Zugzahl 30 000 im Jahr die Anzahl der Spannungswechsel mit etwa 1 Hertz und weniger in den einzelnen Bauteilen. In 50, ja in 100 Jahren ergibt sich somit noch keine unvorstellbar große Anzahl Spannungswechsel. Dabei ist die Zuggeschwindigkeit zu 100 km/st angenommen.

Zudem ist die Form der Spannungsänderung nur in Ausnahmefällen und nur angenähert eine Sinuslinie. Die Spannungsänderungen, herrührend aus den Belastungen werden noch überlagert von denen, die aus den Schwingungen 2. bis x ter Ordnung des Tragwerkes (Stoßziffern), dann aber auch aus Zusatz- und Nebenspannungen entstehen.

Angesichts der verwickelten Form solcher bei Eisenbahnbrücken vorkommenden Spannungsänderungen ist nicht abzusehen, ob es je gelingen wird, auch nur einige der am häufigsten auftretenden Formen bei Versuchen zu verwirklichen. Einstweilen bleibt nichts anderes übrig, als größte Spannungswechsel nach einfach verlaufenden Gesetzen anzunehmen. Dabei bleibt die Frage offen, wie weit man den Einfluß der zahlreichen aber unvollständigen kleineren Spannungswechsel einschätzen soll. Möglicherweise sind diese nur von geringem Einfluß auf die Endfestigkeit.

Die Häufigkeit der Wechsel, ausgedrückt in Hertz, ist in praktischen Fällen gering; selbst bei Zuggeschwindigkeiten von 200 km/st bleibt sie ohne Bedeutung. Unerforscht ist die Dauerwirkung einer hohen Eigengewichtsspannung bei weitgespannten Brücken, die sich zeitlich im Kriechen bemerkbar machen könnte. Die rasche Versuchsdurchführung, zu der uns unser kurzes Leben drängt, läßt diese Einflüsse gänzlich außer Betracht fallen.

Trotz dieser mißlichen Sachlage bin ich der Auffassung, daß man die Bedeutung der Ergebnisse von Dauerversuchen gleichwohl nicht unterschätzen darf. Die Antwort auf die Frage nach der zulässigen Spannung wird aber notwendigerweise auch die Größe des Baues berücksichtigen müssen. Ein Maß hierfür bilden, wie bei den Stoßziffern, die Längen der Äste der Einflußlinien. Diese gestatten, die relative Häufigkeit der Spannungswechsel zu berechnen und damit auf Grund der Wöhlerlinien auch die entsprechenden zulässigen Spannungen, unter der Annahme einer bestimmten Lebensdauer. Der Einfluß des Wechsels der Spannungen auf die zulässigen Spannungen wird daher nicht nur durch das Eigengewicht und die zufällige Last, sondern mittelbar auch durch die Abmessungen eines Baues bestimmt.

Was das Kriechen des Stahles anbelangt, haben uns über Jahrzehnte ausgedehnte Nivellements stählerner Brücken (seit dem Jahre 1892) gelehrt, daß diese an lange Zeitläufe gebundene Erscheinung nicht zu befürchten ist. Allerdings handelt es sich um kleinere Brücken mit kleinen Eigengewichtsspannungen. Indessen sind die Nivellements sorg-

fältig durchgeführt worden, so daß Einsenkungen, herrührend vom „Kriechen“, nicht unbemerkt geblieben wären.

In Ländern mit sehr großen, weitgespannten Brücken, bei denen das Eigengewicht gegenüber den Betriebslasten überwiegt, könnten derartige Feststellungen eher mit Erfolg vorgenommen werden.

Es wäre im Interesse unserer Brückenbaukunst, wenn sich eine Verwaltung bereit fände, eine weitgespannte Brücke (z. B. Rheinbrücke Ruhrort) einer jahrzehntelang dauernden Beobachtung zu unterziehen.

Die Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung der Dauerfestigkeit von Bauteilen sind weiter abhängig von der Form und Größe des Querschnitts, der Oberflächenbeschaffenheit und den baulichen Verhältnissen und Einzelheiten. Je gedrungener der Querschnitt, je gleichmäßiger seine Beanspruchung, je feiner seine Oberfläche und je besser die bauliche Durchbildung der Einzelheiten ist, um so höher fällt die Dauerfestigkeit aus. Dabei sind unter guter baulicher Durchbildung stetige Übergänge der Querschnitte und kerbfreie Verbindungen zu verstehen. Die Forderung der Kerbfreiheit ist zu erfüllen, wenn Niet- und Schraubenverbindungen vermieden oder wenn bei Schweißungen glatte Nähte sowie stetige Baustoff- und Nahtübergänge erzielt werden könnten.

Zusammenfassend lassen sich die Grundlagen, auf die Dauerversuche gemäß Bild 6 aufgebaut werden sollten, wie folgt zusammenfassen.

Probekörper.

1. Oberflächenbeschaffenheit (poliert, geschruppt usw., Walzhaut, handgereinigt oder z. B. sandgestrahlt).
2. Größe des Querschnitts $\left\{ \begin{array}{l} \text{Laboratoriumsform,} \\ \text{Wirklichkeitsformen.} \end{array} \right.$
3. Berücksichtigung baulicher Verhältnisse, Kerbwirkungen und deren Ausmaß, gute, normale, schlechte Bearbeitung und Ausbildung der Bauteile (als Maß für die Bedeutung der Güte der Entwürfe und der Ausführung).

Erprobung.

1. Zug-, Druck-, Biege-, Verdrehungs-, zusammengesetzte Beanspruchung.
2. Gesetz der Spannungsänderungen (z. B. auch intermittierend).
3. Häufigkeit (Hertz).
4. Wärme, Kälte.

Es wäre von großer Bedeutung, wenn die Materialprüfungsanstalten in absehbarer Zeit den Bauingenieuren vollständige und nach diesen Gesichtspunkten geordnete Angaben zur Verfügung stellen könnten. Erst dann wird es möglich sein, zutreffendere Folgerungen aus solchen Versuchen zu ziehen und einen neuen Schritt in bezug auf die zweckmäßige und wirtschaftliche Ausbildung unserer Bauten zu machen.

Zusammenfassung.

In den vorstehenden Darlegungen wird darauf hingewiesen, daß die Dehnungen bei Dauerbrüchen sehr gering sind. Die Berücksichtigung der Plastizität des Stahles in den Berechnungen erscheint daher kaum als zulässig.

Die „unbegrenzte“ Ursprungsfestigkeit von Walzträgern wird durch Schweißungen, aber auch durch Bohrungen beim Zugflansch stark beeinträchtigt und nähert sich sogar den in Verordnungen als zulässig angesehenen Werten.

Erwünscht wären, wie zuvor beschrieben, systematische Bestimmungen von Dauerfestigkeiten, die dem Bauingenieur eine ausreichende Grundlage zur Beurteilung der zahlreichen Einflüsse verschaffen könnten. Immerhin müßte bei der Anwendung solcher Ergebnisse bei den Ingenieurbauten den stets vorliegenden verwickelten Verhältnissen mehr als bisher Rechnung getragen werden.

Die Berechnung harmonischer Stockwerksrahmen und Vierendeelträger mit Hilfe von Kreisfunktionen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. A. Thoms, Hamburg.

(Schluß aus Heft 25, 1937.)

Harmonische Vierendeelträger.

Es war bereits in der Einleitung darauf hingewiesen worden, daß der harmonische Stockwerksrahmen mit halb so steifen Außen- als Innenstützen in dieser Form als Vierendeelträger für die Praxis nicht brauchbar ist. Eine andere Form ergibt sich aus der Q_w -Linie. Da diese an den Innenstützen keine Stützdrücke hervorruft und nur die Gruppe $m=0$ der Stützfußmomente beeinflusst, so ist ein in den Knoten horizontal belasteter harmonischer Stockwerksrahmen für diesen Lastfall durch eine Stützung nach Bild 19 gekennzeichnet.

Der Stab B in Bild 19 kann nun ohne weiteres durch den Stab H_b in Bild 20 ersetzt werden, indem der Rahmen Bild 19 für die Doppelbelastung Q_w und $H_b = Q_w \cdot \frac{y}{H}$ berechnet wird.

Der Rahmen, Bild 20, als Vierendeelträger über den Stützen H_a-H_b betrachtet, ist ein praktisch befriedigendes Gebilde, da die zu Stützen gewordenen Riegel beliebig ausgebildet werden können. Ober- und Untergurt haben in jedem Feld das gleiche Trägheitsmoment, das halb so groß ist als das der Zwischengurten.

Der Rahmen ist für Knotenlasten Q_w nur z -fach statisch unbestimmt, und die Unbekannten ermitteln sich aus dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen. Für diesen Fall liegen bei harmonischen Vierendeelträgern — und zwar nur für diese — die Momentennullpunkte in den Mitten der zu Stützen gewordenen Riegel.

Wieweit bei Vierendeelträgern der Einfluß der Normal- und Querkkräfte noch vernachlässigt werden darf, sei offen gelassen. Fraglich bleibt immerhin, ob diese Vereinfachung hierbei noch zulässig ist.

Praktische Ergebnisse.

Auf Grund der vorliegenden Formeln können jetzt einige allgemeine Fragen der Stockwerksrahmen-Theorie beantwortet werden. Da es sich dabei um die Klärung allgemeiner Verhältnisse handelt, können für den zu berechnenden Rahmen einfache Abhängigkeiten gewählt werden.

Es sei ein siebenstiefliger sechsgeschossiger Rahmen nach Bild 21 gegeben, dessen Rahmen alle gleich sind:

$$(71) \quad \delta_{p(p-1)} = \delta_{p(p+1)} = \text{const.}$$

$$(72) \quad k = \frac{h}{l} \cdot \frac{J_r}{J_a} = \text{const} = 1.$$

Tafel 4.

Gruppe	Z ₁	Z ₂	N _m	$\frac{\delta_{mp}^o}{\delta_{p(p-1)}}$	$\frac{\delta_{m(p+1)}^o}{\delta_{p(p-1)}}$
m = 0	+1	8	—	$-\delta_{m(p+1)}^o : \delta_{p(p-1)}$	$+ \frac{1}{12} c_1 (1 - 2 c_2)$
1	+1	$6 + \frac{1}{2} \sqrt{3}$	$7 + \sqrt{3}$	$2 \delta_{m(p+1)}^o : \delta_{p(p-1)}$	$-\frac{1}{3} c_1 [\cos(t \cdot 30^\circ) - c_2 [\cos(t \cdot 30^\circ) + \cos(t+1) 30^\circ]]$
2	+1	6,5	8	desgl.	$-\frac{1}{3} c_1 [\cos(t \cdot 60^\circ) - c_2 [\cos(t \cdot 60^\circ) + \cos(t+1) 60^\circ]]$
3	+1	6	7	"	$-\frac{1}{3} c_1 [\cos(t \cdot 90^\circ) - c_2 [\cos(t \cdot 90^\circ) + \cos(t+1) 90^\circ]]$
4	+1	5,5	6	"	$-\frac{1}{3} c_1 [\cos(t \cdot 120^\circ) - c_2 [\cos(t \cdot 120^\circ) + \cos(t+1) 120^\circ]]$
5	+1	$6 - \frac{1}{2} \sqrt{3}$	$7 - \sqrt{3}$	"	$-\frac{1}{3} c_1 [\cos(t \cdot 150^\circ) - c_2 [\cos(t \cdot 150^\circ) + \cos(t+1) 150^\circ]]$
6	+1	5	5	"	$-\frac{1}{6} c_1 \cdot \cos t \pi$

Hinsichtlich der dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen und Riegelbelastung rechts der Stütze t ergeben sich seine Kennzeichen aus Tafel 4.

Ermittelt man jetzt die Rahmeneckmomente in der in Gl. (54) niedergelegten Form

$$(73) \quad M_E = \frac{x(l-x)(\alpha l + \beta x)}{l^3} \cdot P l,$$

so erhält man Werte α und β , die sich für das Moment links der Mittelstütze für den durchlaufenden Balken aus Tafel 5, für den einstöckigen siebenstieligen Rahmen (vgl. Bild 3) aus Tafel 6 ergeben. Tafel 7 aber enthält die Werte für das Eckmoment M_{II3}^I nach Bild 21.

Die Einflußlinien sind für den Durchlaufbalken in Bild 22, für den einstöckigen Rahmen in Bild 23 aufgetragen. Bild 24 enthält die Einflußlinie für das Eckmoment M_{II3}^I des Stockwerksrahmens bei Belastung des Riegels II, Bild 21 enthält eine schematische Darstellung der Gesamteinflußlinie hinsichtlich des Momentenwechsels, während auf das Größenverhältnis der Ordinaten zueinander keine Rücksicht genommen wurde.

Für die Einflußlinien Bild 22 bis 24 gilt gleichmäßig $\tan \alpha + \tan \beta = 1$, auch wenn die Eckmomente der übrigen Riegel untersucht werden. Die Einflußlinie Bild 23 unterscheidet sich von der des Durchlaufbalkens dadurch, daß bei ihr Momentenwechsel auch zwischen den Stützen auftritt, eine Tendenz, die sich bei der Einflußlinie für den Stockwerksrahmen verstärkt fortsetzt (Bild 24). Die Gesamteinflußlinie (Bild 21) vermittelt vollends den Eindruck der Auftragung gedämpfter Schwingungen.

Tafel 5. Momente am Durchlaufbalken.

		Feld 1	Feld 2	Feld 3	Feld 4	Feld 5	Feld 6
M ₂	100 $\alpha =$	+ 7,1795	- 14,3590	- 49,7436	+ 13,3333	- 3,5897	+ 1,0258
	100 $\beta =$	+ 7,1795	- 35,8974	+ 36,4103	- 9,7436	+ 2,5639	- 0,5129
M ₃	100 $\alpha =$	- 1,9231	+ 3,8461	- 13,4615	- 50,0000	+ 13,4615	- 3,8462
	100 $\beta =$	- 1,9231	+ 9,6154	- 36,5385	+ 36,5385	- 9,6154	+ 1,9231

Tafel 6. Momente am einstöckigen Rahmen.

		Feld 1	Feld 2	Feld 3	Feld 4	Feld 5	Feld 6
M ₂ ^r	100 $\alpha =$	+ 3,9545	- 1,3406	- 69,5704	+ 13,3334	+ 1,2370	+ 3,0073
	100 $\beta =$	- 2,6139	- 29,0890	+ 56,2370	- 14,5734	- 4,2443	- 5,7195
M ₃ ^l	100 $\alpha =$	- 3,2272	- 1,2047	- 13,3398	- 30,4167	+ 1,2565	- 3,3786
	100 $\beta =$	+ 4,4319	+ 14,5445	- 56,2435	+ 29,1602	+ 2,1220	+ 5,9847

Tafel 7. Moment M_{II3}^I (vgl. Bild 21).

		Feld 1	Feld 2	Feld 3	Feld 4	Feld 5	Feld 6
Riegel	100 $\alpha =$	- 0,0442	+ 0,0729	- 0,1790	- 0,7535	+ 0,2334	- 0,0617
	100 $\beta =$	- 0,0287	+ 0,1060	+ 0,9325	+ 0,5201	- 0,1717	+ 0,0500
I	100 $\alpha =$	- 1,3044	- 1,5887	- 0,3521	+ 1,5784	- 1,9343	- 1,2841
	100 $\beta =$	+ 2,8931	+ 1,9408	- 1,2263	+ 0,3558	+ 3,2184	+ 2,6772
II	100 $\alpha =$	- 2,8625	- 2,0375	- 10,0258	- 19,8976	- 1,0992	- 2,8925
	100 $\beta =$	+ 4,9000	+ 12,0633	- 70,0766	+ 20,9968	+ 3,9917	+ 5,5869
III	100 $\alpha =$	- 1,3022	- 1,5771	- 0,3493	+ 1,5420	- 1,9081	- 1,2846
	100 $\beta =$	+ 2,8793	+ 1,9264	- 1,1927	+ 0,3661	+ 3,1927	+ 2,6688
IV	100 $\alpha =$	- 0,0445	+ 0,0297	- 0,1569	+ 0,5251	+ 0,1129	- 0,0562
	100 $\beta =$	+ 0,0148	+ 0,1272	+ 0,6820	+ 0,4122	- 0,0567	+ 0,0777
V	100 $\alpha =$	- 0,0214	- 0,0382	- 0,0104	+ 0,0653	- 0,0618	- 0,0187
	100 $\beta =$	+ 0,0596	+ 0,0486	- 0,0549	- 0,0035	+ 0,0805	+ 0,0487

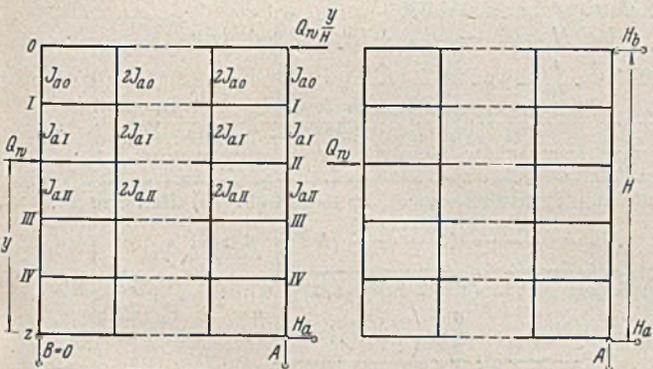


Bild 19.

Bild 20.

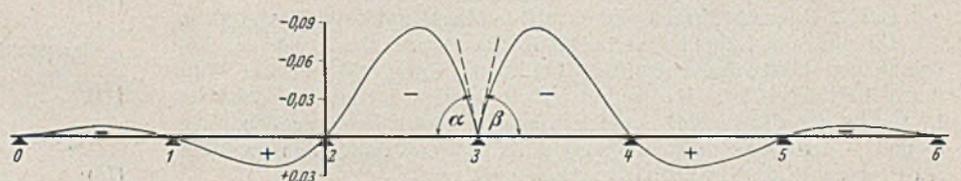


Bild 22.

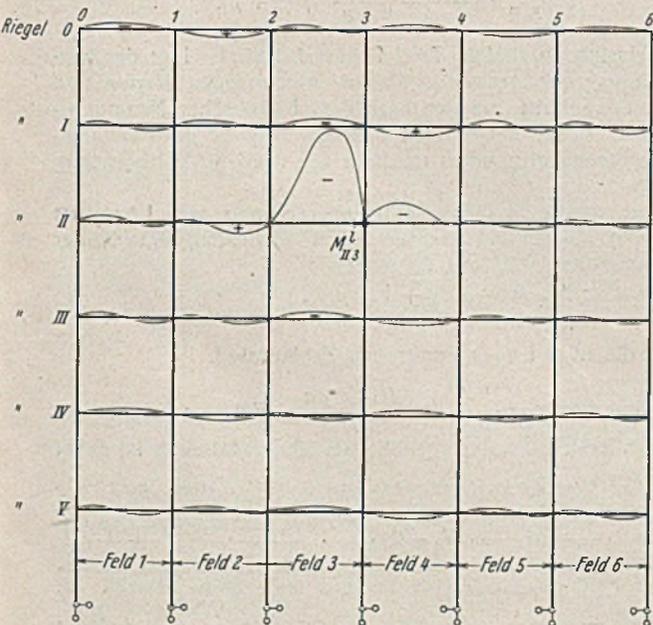


Bild 21.

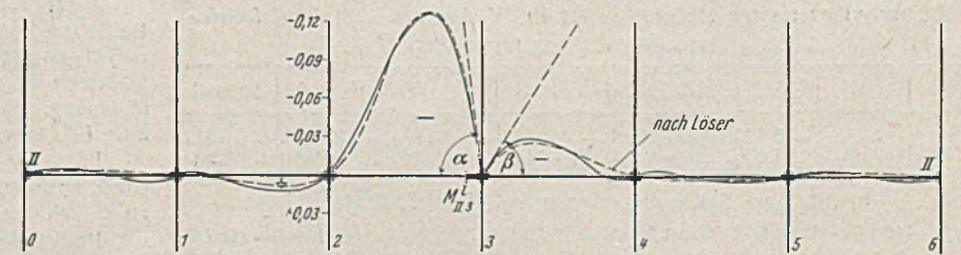


Bild 23.

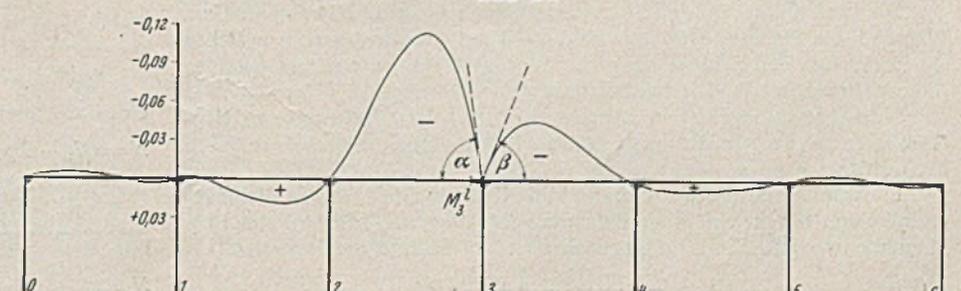


Bild 24.

Da im Felde Momentenwechsel eintritt, ist fraglich, ob bei Rahmen noch Festpunkte im gleichen Sinne wie beim Durchlaufbalken anzutreffen sind. Darüber unterrichten Bild 25 u. 26. Bild 25 enthält das Verhältnis der Eckmomente des Riegels im 3. Feld für den Durchlaufbalken und den einstöckigen Rahmen. Die Festpunkte beim Durchlaufbalken (---Linie) sind durch die Horizontale im 1. und 2. und 4. bis 6. Feld gekennzeichnet. Dieses Kennzeichen fehlt bereits beim einstöckigen Rahmen vollständig, d. h. daß es bereits beim einstöckigen Rahmen keine mit den Stabachsen zusammenfallende Festpunkte im Sinne der Durchlaufbalken mehr gibt. Bei Belastung des 6. Feldes mit einer Einzellast tritt sogar der Fall ein, daß das der Last näher liegende Moment kleiner ist als das von ihr entferntere. Ferner tritt in allen Feldern der Fall ein, daß beide Eckmomente eines Riegels gleiches Vorzeichen haben.

Die beim einstöckigen Rahmen eingeleitete Tendenz setzt sich beim Stockwerksrahmen verstärkt fort (Bild 26).

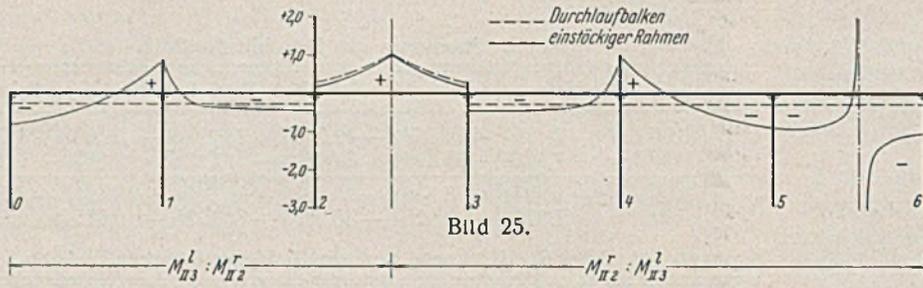


Bild 25.

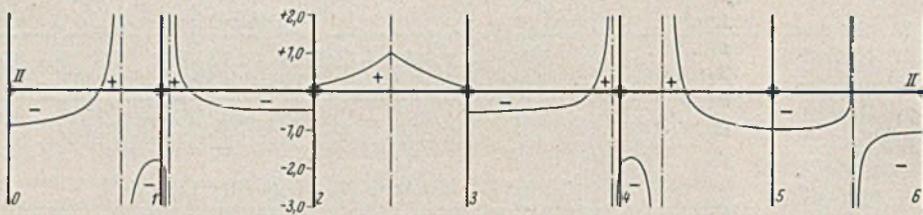


Bild 26.

Eine besondere Eigentümlichkeit der harmonischen Stockwerksrahmen, und nur dieser, ist es nun, daß für gleichmäßige Vollbelastung der Außenfelder (1, 2, 4, 5, 6) das Verhältnis der Momente $M_{113}^I : M_{112}^I$ bzw. $M_{112}^I : M_{113}^I$ wieder gleich ist (gekennzeichnet durch die gleiche Größe der Feldmittenordinaten in Bild 25 u. 26).

Dadurch wird die Frage nahegelegt, ob es bei Stockwerksrahmen vielleicht außerhalb der Stabachsen liegende Festpunkte gibt. Bild 29 zeigt für einen bestimmten Lastfall den Momentenverlauf am Rahmenrechteck II_2, II_3, III_1, III_2 . Verbindet man die Momentennullpunkte der Stäbe in den drei Möglichkeiten miteinander, so erhält man drei Schnittpunkte a, b und c , und es entsteht die Frage, ob diese Punkte vielleicht Festpunkte des Rahmens sind. Die Untersuchung zeigt, daß auch diese Punkte mit jedem Lastwechsel ihre Lage ändern.

Bei Stockwerksrahmen gibt es mithin überhaupt keine Festpunkte.

Da nun alle Näherungsverfahren für Stockwerksrahmen mit der Annahme von Festpunkten arbeiten, taucht die Frage auf, welcher Wert ihnen beizulegen ist. Da das einfachste Näherungsverfahren das von Löser ist, wurden dessen Ergebnisse zum Vergleich herangezogen. Die α - und β -Werte sind in Tafel 8 sowohl für den einstöckigen Rahmen wie auch für den Stockwerksrahmen zusammengestellt.

Tafel 8. Momente nach Löser.

Bemessungsverfahren 1936, S. 33 bis 40. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

a) Am einstöckigen Rahmen (vgl. M_3^I in Tafel 6).

		Feld 1	Feld 2	Feld 3	Feld 4	Feld 5	Feld 6
M_3^I	$100 \alpha =$	-0,3290	+ 1,1308	- 9,0461	- 29,1735	+ 3,6467	- 0,4317
	$100 \beta =$	-0,8224	+ 8,5938	- 68,7500	+ 25,7812	- 3,2226	+ 0,3084

b) M_{113}^I am Stockwerksrahmen (vgl. Tafel 7, Riegel II).

II	$100 \alpha =$	-0,0660	+ 0,5000	- 7,5000	- 16,5000	+ 1,1000	- 0,0739
	$100 \beta =$	-0,3036	+ 5,0000	- 75,0000	+ 15,0000	- 1,0000	+ 0,0607

Die Einflußlinie für den Stockwerksrahmen ist in Bild 24 einpunktirt. Während die Ordinaten für das Feld 2-3 gut übereinstimmen, weichen sie in den übrigen Feldern stark ab. Vor allen Dingen weisen sie keinen Momentenwechsel in den Feldermitten auf.

Näherungsverfahren sind daher zur Ermittlung von Einflußlinien nur für das durch das Eckmoment begrenzte Feld brauchbar.

In Tafel 9 sind die Größt- und Kleinstwerte einiger Rahmen-eckmomente für gleichförmige Belastung aufgetragen. Tritt im Felde kein Momentenwechsel ein, so ergibt sich aus dem Einfluß der Einzellast

$$(73) \quad M_E = \frac{x(l-x)(\alpha l + \beta x)}{l^3} \cdot Pl$$

Tafel 9. Zusammenstellung der Momente für gleichmäßige Streckenlast.

	Durchlaufbalken	Einstöckiger Rahmen		Stockwerksrahmen	
		gerechnet	nach Löser	gerechnet	nach Löser
M_{113}^I	max = $q l^2$	—	—	+ 0,062 44	+ 0,042 86
	min = $q l^2$	—	—	- 0,062 44	- 0,042 86
	$\Sigma = q l^2$	—	—	± 0	± 0
M_{113}^I	max = $q l^2$	+ 0,028 01	+ 0,014 76	+ 0,012 44	+ 0,019 83
	min = $q l^2$	- 0,114 55	- 0,098 61	- 0,100 87	- 0,103 28
	$\Sigma = q l^2$	- 0,086 54	- 0,083 85	- 0,088 43	- 0,083 45
M_{113}^k	max = $q l^2$	—	+ 0,053 31	+ 0,051 83	+ 0,062 29
	min = $q l^2$	—	- 0,053 31	- 0,051 83	- 0,062 29
	$\Sigma = q l^2$	—	± 0	± 0	± 0

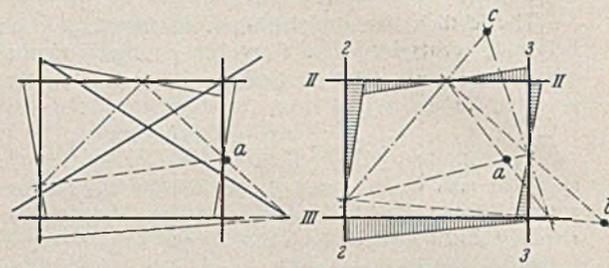


Bild 29.

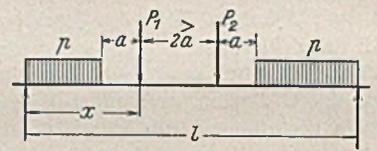


Bild 30.

der Einfluß gleichmäßiger Streckenlast zu

$$(74) \quad M_E = \frac{q l^2}{12} (2\alpha + \beta).$$

Angeführt sei hierbei noch die maximale Laststellung des Lastenzuges für Straßenbrücken nach Bild 30:

$M_{E \max}$ für $N = (P_1 - 2pa) + (P_2 - 2pa)$ und

$$(75) \quad x = -\frac{\alpha - \beta}{\beta} \cdot \frac{l}{3} - 2a \cdot \frac{P_2 - 2pa}{N}$$

$$+ \sqrt{\frac{\alpha^2 + \alpha\beta + \beta^2}{3\beta^2} \cdot \frac{l^2}{3} + \frac{4pa^3}{3N} - \frac{4a^2(P_1 - 2pa)(P_2 - 2pa)}{N^2}}$$

Tritt im Felde Momentenwechsel ein, so nimmt Gl. (73) die Form an:

$$(76) \quad M_E = \frac{x(l-x)(\alpha l - \beta x)}{l^3} \cdot Pl \quad \beta > \alpha.$$

Der positive Anteil gleichmäßiger Streckenlast wird:

$$(77) \quad M_{E \max} = \frac{q l^2}{12} \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^3 (2\beta - \alpha),$$

der negative

$$(78) \quad M_{E \min} = -\frac{q l^2}{12} \left(\frac{\beta - \alpha}{\beta} \right)^3 (\alpha + \beta).$$

Diese Teilbelastungen sind in Tafel 9 berücksichtigt. Den der kontrollierten Berechnung der Stockwerksrahmen entnommenen Werten sind diejenigen gegenübergestellt, die sich nach dem Löser'schen Näherungsverfahren ergeben. Beim einstöckigen Rahmen herrscht gute Übereinstimmung. Beim Stockwerksrahmen ist diese nur noch für Vollbelastung aller Felder vorhanden.

Für eine vereinfachte Stockwerksrahmenberechnung nach Löser ist daher zu empfehlen, aus ihr nur den Wert für Vollbelastung aller Felder zu entnehmen, sonst aber wie folgt zu rechnen:

Riegeleckmoment: $M_E = -\varphi_r (g + 1,25p) l^2$,

Stielmoment: $M_s = \pm 1,5 \varphi_s p l^2$,

wenn φ_r und φ_s die nach Löser ermittelten Zahlen sind.

³⁾ Ist $\beta = 0$, so wird $x = \frac{l}{2} - 2a \cdot \frac{P_2 - 2pa}{N}$. Für das Eckmoment eines zwei-stieligen Rahmens mit aufgehobenem Horizontalschub ist dabei $N = (P_1 - 2pa) + (P_2 - 2pa)$. Ferner $\alpha = \frac{1}{4(3+2k)}$ und $\max M_E = -\alpha \left[(g+p) l^2 + 8 \cdot \frac{pa}{l} \cdot a^2 + \frac{3}{2} \cdot Nl - 24 \cdot \frac{a^2}{l} \cdot \frac{(P_1 - 2pa)(P_2 - 2pa)}{N} \right]$.

Für das größte Feldmoment eines Balkens auf zwei Stützen ist $N = (g+p)l + 2(P_1 - 2pa) + 2(P_2 - 2pa)$ und $\max M = \frac{N}{2} \cdot \frac{x^2}{l} + \frac{pa^2}{2}$.

Zum Schluß sind in Bild 27 u. 28 noch die Momentenflächen für Windlasten in Riegelhöhe angegeben. In Bild 27 für einen unten offenen Rahmen, in Bild 28 für einen unten geschlossenen Rahmen.

Beide unterscheiden sich bei voller Windbelastung dadurch, daß beim unten offenen Rahmen (Bild 27c) die Momentennullpunkte der Stiele stets unterhalb der Feldmitten liegen, während beim unten geschlossenen Rahmen der Momentennullpunkt im untersten Feld oberhalb der Stützenmitte liegt.

Die ausführliche Tafel 7 wurde beigegeben, um denjenigen die Arbeit zu erleichtern, die sich der Mühe unterziehen wollen, einmal Modellversuche mit der Rechnung zu vergleichen. Was in dieser Hinsicht bislang veröffentlicht wurde über die Differenz zwischen Rechnung und Modellversuch, klingt wenig überzeugend, da sich bereits ein Unterschied zwischen Nupubest- und Zelluloidmodell ergeben muß.

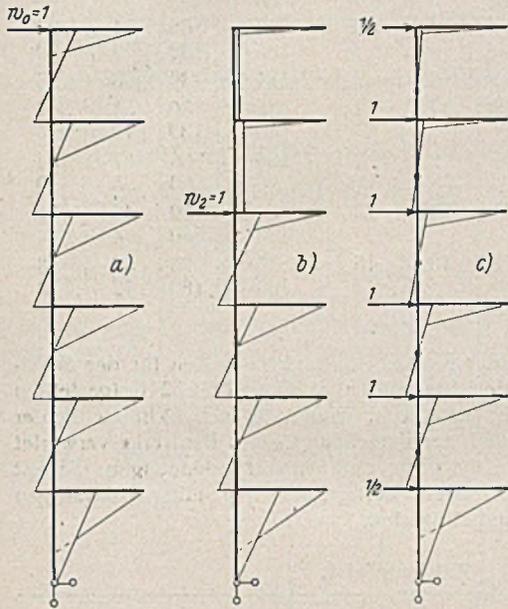


Bild 27.

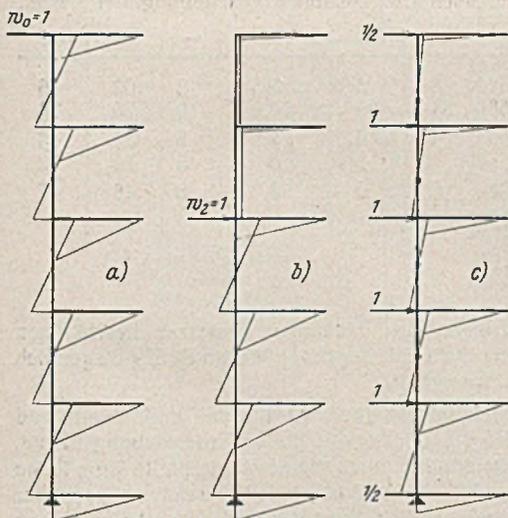


Bild 28.

zwischen Nupubest- und Zelluloidmodell ergeben muß. Bei Nupubest ist die Rechnungsannahme: Konzentration des Trägheitsmoments in der Systemachse — ziemlich gut erfüllt. Das Zelluloidmodell dagegen ähnelt der Ausführung besser, da die Ausführung keine Konzentration des Trägheitsmoments in der Systemachse zuläßt. Dafür fehlt ihm aber die Seitensteifigkeit, so daß bei Zelluloidmodellen die

Ergebnisse durch seitliches Ausknicken beeinflusst werden können. Jedenfalls ist auffällig, daß bei Versuchen an naturgetreu verkleinerten Modellen weniger Abweichungen von der Rechnung festgestellt werden als bei Zelluloidmodellen.

Bei mehrfach symmetrischen Systemen weist auch die Determinante mehrfache Symmetrie auf. Für solche Determinanten hat bereits Pascal gezeigt, wie sie mit Hilfe von Kreisfunktionen in Determinanten geringeren Grades aufgespalten werden können.

Die Umwandlung der Determinanten der Elastizitätsgleichungen nimmt im statischen Schrifttum einen breiten Raum ein. Der konstruktiven Entwicklung des Ingenieurbaus folgend zunächst in der Theorie der Fachwerkträger, z. B.:

A. Hertwig, Beziehungen zwischen Symmetrie und Determinanten in einigen Aufgaben der Fachwerktheorie. Wüllner-Festschrift der T. H. Aachen, Leipzig 1905. — H. Reißner, Über Fachwerke mit zyklischer Symmetrie. Archiv für Math. und Physik 1908. — W. Kaufmann, Beitrag zur Berechnung räumlicher Fachwerke von zyklischer Symmetrie. Z. ang. Math. 1921.

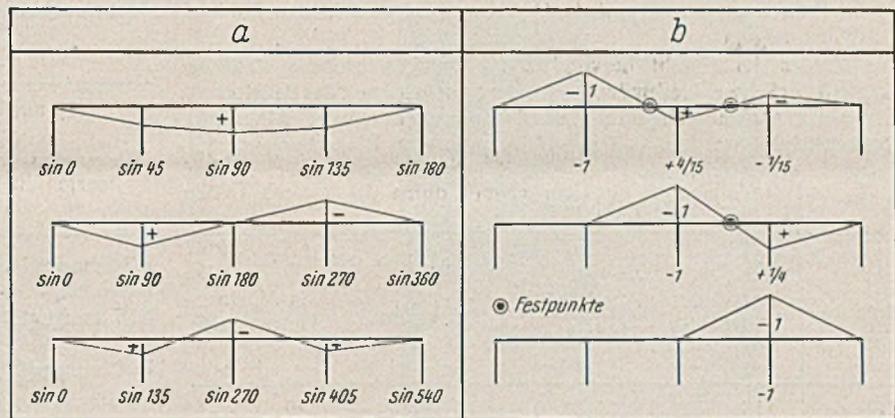
Das Verfahren, den Besonderheiten statischer Gleichungssysteme durch Umwandlung der Determinanten beizukommen, möge einmal als „mathematisches“ Verfahren gekennzeichnet werden.

Ein anderer Weg, der aber bislang scheinbar nicht weiter verfolgt wurde, ist von Klein und Wieghardt 1904 im Archiv für Math. und Physik angedeutet worden, insofern diese für einige Fachwerke bereits feststellten, daß den umgewandelten Determinanten auch bestimmte statische Lastzustände entsprechen.

Bei der Ermittlung der harmonischen Stockwerksrahmen wurde ein Weg beschritten, der als „statisches“ Verfahren angesprochen werden kann, insofern vom statischen System und von statischen Lastzuständen ausgegangen wurde und diese nach statischen Grundsätzen (bei denen allerdings wieder die Mathematik Pate gestanden hat) so aufeinander abgestimmt wurden, daß vorher festgelegte mathematische Gleichungssysteme übrigblieben.

Dabei standen zwei Wege zur Verfügung, um in horizontaler Folge voneinander unabhängige Gruppenlasten zu erhalten, die in Tafel 10 für

Tafel 10.



das Beispiel der unbekanntenen Stützendrücke nebeneinandergestellt sind. Spalte a) [identisch mit Bild 4 bis 6] zeigt den eingeschlagenen Weg mit Hilfe von symmetrischen und gegensymmetrischen Lastgruppen.

Es hätten aber auch Gruppenlasten nach Spalte b) mit abklingenden Momentenflächen gebildet werden können, also ein auf die Horizontal-schübe und Einspannmomente abgewandeltes Festpunktverfahren.

Im Rahmen der beschränkten Aufgabe, übersichtlich und kontrollierbar zu berechnende Kontrollrahmen zu ermitteln, bietet das Verfahren mit symmetrischen und gegensymmetrischen Lastgruppen den geringsten Widerstand. Es führt zu goniometrischen Lastgrößen und ist daher die statische Darstellung des mathematischen Verfahrens der Umwandlung zyklischer Determinanten mit Hilfe goniometrischer Funktionen. Zwischen mathematischem und statischem Verfahren besteht also eine Wechselwirkung.

Dies läßt den Wunsch aufkommen, daß im statischen Schrifttum in Zukunft das Beispiel von Klein und Wieghardt wieder Nachahmung finden möge, jeder mathematischen Entwicklung statischer Aufgaben die entsprechenden Lastzustände gegenüberzustellen. Denn erst die erkennbare Wechselwirkung zwischen dem mathematischen Verfahren und seiner statischen Realität vermittelt dem Statiker ein lebendiges Bild.

Allgemeines über die Berechnung vielfach symmetrischer Systeme mit Hilfe von Kreisfunktionen.

Die Berechnung n -fach statisch unbestimmter Systeme führt ohne Anwendung besonderer Hilfsmittel zu n Gleichungen mit je n Unbekannten. Derartige Gleichungen sind durch ihre Nennerdeterminante gekennzeichnet, die daher auch schlechthin als Determinante des Gleichungssystems bezeichnet wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Erfahrungen bei der Prüfung von Elektroden.

Die Neufassung der DIN-Vornorm 1913 (2. Ausgabe, November 1937), der Technischen Lieferbedingungen für Schweißdrähte für Lichtbogen- und Gasschweißung von Stahl lenkt die Aufmerksamkeit der Schweißdraht verarbeitenden Industrie auf die Bedeutung der Prüfung der Schweißdrähte.

Eine interessante Ergänzung zu diesen Lieferbedingungen bildet ein Aufsatz, in dem die Erfahrungen und Ergebnisse der Schweißdraht-Abnahmeprüfung des Jahres 1936 der Prüfstelle der Deutschen Reichsbahn, der Schweißtechnischen Versuchsabteilung in Wittenberge, veröffentlicht worden

sind¹⁾. Allerdings liegt diesen Ergebnissen nicht die Prüfung nach der damals bestehenden DIN-Vornorm 1913 (1. Ausgabe) zugrunde, sondern die nach den Schweißdraht-Lieferbedingungen der Reichsbahn (919 27. X. 33), doch besteht zwischen dieser Vorschrift und der neuen Fassung der Vornorm weitgehende Ähnlichkeit. Zahlentafel 1 zeigt die mechanisch-techno-

¹⁾ C. Stieler, Erfahrungen bei der Prüfung von Elektroden, Elektroschweißung, 1937, Heft 10 u. 11.

logischen Güterwerte, welche die Reichsbahn von Schweißverbindungen verlangt, die mit den bei ihr verwendeten Elektroden hergestellt werden.

Die Ergebnisse der Prüfungen, und zwar sämtliche Einzelwerte, sind in dem genannten Aufsatz in Häufigkeitskurven zusammengefaßt und ergeben somit ein klares Bild der Werte, die heute bei einwandfreier Schweißarbeit tatsächlich erreicht werden.

Zahlentafel 1.

Lfd. Nr.	Sortenbezeichnung	Farbkennzeichnung	Der Schweißverbindung			Brinellhärte, Mindestwert
			Mindestfestigkeit (Nennfestigkeit) kg/mm ²	Verformbarkeit gemessen durch Faltversuch, Mindestbiegewinkel bei Bleichdicke 10 ± 2	Kerbzähigkeit mkg/cm ²	
1	E30	keine	30	40	—	—
2	E34	gelb	34	60	—	100 ³⁾
3	E34h	gelb u. Schild	34	120 u ¹⁾	8 u	—
4	E37	rot	37	50	—	120 ³⁾
5	E37h	rot u. Schild	37	90	5 u	—
6	E52	grün	52	50	—	150 ³⁾
7	E52h	grün u. Schild	52	90	5 u	—

¹⁾ u = Schweißprobe ungeglüht.

²⁾ g = Schweißprobe normalgeglüht.

³⁾ Nur im Bedarfsfall prüfen.

Diese Ergebnisse sind in den Zahlentafeln 2 bis 4 auszugsweise wiedergegeben. Es ist hierzu zu bemerken, daß bei der Angabe der Vornhundertsätze der Werte, die mit der Spitze der Häufigkeitskurven zusammenfallen, nicht nur die Werte der eigentlichen Spitzen, sondern auch die Werte, die 0,5 kg/mm², 5° bzw. 0,5 mkg/cm² unter bzw. über den Spitzen liegen, diesen hinzugerechnet wurden. In einigen Fällen, in denen die Kurven zwei ausgeprägte Gipfel zeigen, sind in den Zahlentafeln 2 Werte angegeben.

Aus Zahlentafel 2 geht hervor, daß die vorgeschriebene statische Zugfestigkeit der Schweißverbindungen (= der Nennfestigkeit des Baustoffes), von wenigen Ausnahmen abgesehen, durchweg erreicht wurde. Allerdings muß berücksichtigt werden, daß die Probestäbe eine Einkerbung an der Schweißnaht aufweisen, wodurch die Festigkeit gegenüber Stäben

Zahlentafel 2.

Elektroden-sorte	Zugversuche		Ungenügende Probestücke in %		Gipfel der Kurven			
	=	~	=	~	bei kg/mm ²		in % der Gesamtzahl	
E 30	118	20	0	0	41	—	46	—
E 34	299	85	0	0	42—44	—	46	—
E 34 h	258	254	0	0	49	48	53	54
E 37	1152	730	1	1	43	41	42	30
E 37 h	1442	1427	0	0	47	47	49	49
E 52	286	290	3	4	57	57	41	34
E 52 h	1441	1430	0	0	57	57	47	46
	4996	4236						

prismatischer Form etwas erhöht wird. Aus der großen Häufigkeit der in den Gipfeln der Kurven liegenden Werte, die in fast allen Fällen 40% und mehr umfassen und die beträchtlich über den geforderten Mindestwerten liegen, geht aber hervor, daß auch bei prismatischen Stäben die Nennfestigkeit des Baustoffes fast ausnahmslos erreicht worden wäre.

Die insgesamt 9232 Werte, die mit Elektroden verschiedenster Herkunft und Art an St 34, St 37 und St 52 ermittelt wurden, beweisen, daß die Erreichung der statischen Nennfestigkeit des Baustoffes in der Schweißverbindung heute keine Frage der Elektroden, sondern höchstens noch eine Frage der Fertigkeit der Schweißer ist.

Nicht so günstig erscheinen die Ergebnisse der bei den Faltversuchen (mit abgearbeiteten Schweißraupen) erzielten Blegewinkel. Dies rührt teilweise davon her, daß beim Faltversuch größere Streuungen unvermeidlich sind. Oft konnte festgestellt werden, daß unter den 4, 6 oder 8 Faltproben, die zur Prüfung eines Loses von Schweißdrähten untersucht wurden, alle Proben bis auf eine den geforderten Mindestwert weit überschritten. Diese eine ungenügende Probe, die natürlich bei der Beurteilung der Lieferung außer acht gelassen werden konnte, ergibt aber bei einer Darstellung der Einzelwerte einen Satz von 12,5, 16,6 bzw. gar von 25% ungenügender Werte. Der Vornhundertersatz der ungenügenden Werte kann demnach nicht als ein Beweis dafür angesehen werden, daß die von der Reichsbahn geforderten Mindestbiegewinkel nur schwierig zu erreichen sind.

Da der Blegewinkel einen Anhalt für die Verformbarkeit der Schweißverbindung (Schweißgut, Einbrandzone und benachbarter Baustoff) darstellt, so kann auf seine Ermittlung zur Beurteilung der Eignung einer

Elektrode für einen bestimmten Baustoff nicht verzichtet werden. Ein Ersatz dieser Probe durch die Ermittlung der Bruchdehnung eines nur aus reinem Schweißgut bestehenden Zerreißstabes wäre verfehlt, da hierbei der Einfluß des Baustoffes, der z. B. bei St 52 von besonderer Bedeutung ist, nicht in Erscheinung treten würde.

Zahlentafel 3.

Elektroden-sorte	Faltversuche				Gipfel der Kurven			
	Anzahl der Probestücke		Ungenügende Probestücke in %		bei °		in % der Gesamtzahl	
E 30	257	42	3	0	55	—	48	—
E 34	834	213	34	40	60	60	51	24
					180	180	7	29
E 34 h	523	521	2	2	180	180	98	98
E 37	2 618	1579	17	22	55	50	51	48
					180	180	12	13
E 37 h	2 923	2896	2	3	180	180	87	84
					90	90	5	10
E 52	700	687	23	18	50	50	46	51
					180	180	4	4
E 52 h	3 023	3027	13	15	95	95	30	43
					180	180	12	12
	10 878	8965						

Die bei der Prüfung der Kerbschlagzähigkeit an den für den Stahlbau in Betracht kommenden Stahlsorten St 37 und St 52 festgestellten Werte liegen fast durchweg sehr hoch. Wenn sie auch nicht wie die der Zugfestigkeit unmittelbar bei der Berechnung eines Bauwerks verwertet werden können, so zeigen sie doch, daß Schweißverbindungen, die mit Elektroden mit Zelger h hergestellt werden, auch gegenüber schlagartigen Beanspruchungen widerstandsfähig sind.

Zahlentafel 4.

Elektroden-sorte	Kerbschlagversuche				Gipfel der Kurven			
	Anzahl der Probestücke		Ungenügende Probestücke in %		mkg/cm ² bei		in % der Gesamtzahl	
E 34 h ungegl.	972	964	8	5	8,5	9	62	66
E 34 h gegl.	964	968	31	29	10,0	10	75	78
E 37 h ungegl.	5 656	5 656	4	4	8,5	8	50	48
					5	5	12	13
E 52 h ungegl.	5 520	5 528	0	0	8,0	8	48	47
	13 112	13 116						

= Gleichstrom.

~ Wechselstrom.

Die weiteren Ausführungen des genannten Aufsatzes beschäftigen sich mit der Kletterfähigkeit sowie mit der besonders an St 52 gelegentlich vorkommenden Schweißnahttrissigkeit.

Die Prüfung der Schweißnahttrissigkeit wird genau geschildert, und es sei auch an dieser Stelle die Wichtigkeit dieser Untersuchung betont. Auch die Prüfung der Schweißdrähte durch die erwähnte Stelle kann keine volle Gewähr dafür sein, daß nicht doch bei Verwendung geprüfter Elektroden in der Praxis gelegentlich Schweißnahttrisse auftreten, wenn ein Stahl von besonders ungünstiger chemischer Zusammensetzung verschweißt wird. Es ist deshalb zweckmäßig, auch in der Praxis diese Eigenschaft der Elektroden häufig nachzuprüfen.

Lichtbilder zeigen, daß die Kletterfähigkeit nicht mehr eine Elgen-schaft ist, die nur von nackten, dünn-umhüllten oder Seelendrähten verlangt werden kann, sondern auch von dick-ummantelten Elektroden. Es besteht demnach kein Grund mehr, auf diese Elektroden mit ihren für viele Zwecke so wertvollen Eigenschaften nur deshalb zu verzichten, weil senkrechte oder Überkopf-Nähte damit geschweißt werden sollen.

Der gesamten Darstellung, die sich auf 55 303 Einzelwerte stützt, kann entnommen werden, daß die deutschen Elektrodenhersteller mit großer Treffsicherheit arbeiten und daß Güterwerte, die noch vor wenigen Jahren fast als utopisch bezeichnet werden konnten, heute anstandslos erreicht werden, ebenso wie die Schweißeigenschaften ganz wesentlich verbessert worden sind.

INHALT: Zur Dauerfestigkeit von Walzträgern. — Berechnung harmonischer Stockwerksrahmen und Vierendeelträger mit Hilfe von Kreisfunktionen. (Schluß). — Erfahrungen bei der Prüfung von Elektroden.

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