

# DER STAHLBAU

Schriftleitung:  
 Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule  
 Fernspr.: Steinplatz 0011  
 Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 521 61

Beilage  
 zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
 samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang

BERLIN, 5. Dezember 1930

Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

### Dauerversuche mit Nietverbindungen.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.  
 (Schluß aus Heft 24.)

α) Versuchskörper A1a (dz, 1), Bleche aus St 37, Nieten St 34.  
 Hersteller: Dörnen in Derne.

Angaben des Herstellers über die Vernietung: Berührungsflächen zwischen Blech und Laschen mit Stahlbürsten gesäubert und mit öligem Twist abgerieben. Nieten auf Weißglut erhitzt und mit normalem Preßlufthammer von 12 kg Gewicht und 6 at Betriebsdruck geschlagen. Zulässige Belastung nach BE  $P_{zul} = 10\ 200$  kg, entsprechend einer zulässigen Zugspannung in dem durch die Nietlöcher verschwächten Blechquerschnitt  $\sigma_{zul} = 1400$  kg/cm<sup>2</sup>.

Zugehörige Scherspannung im Nietschaft  
 $\tau = 1123$  kg/cm<sup>2</sup> =  $\tau_{zul} = 0,80 \cdot \sigma_{zul}$

Zugehöriger Lochwanddruck im Blech  
 $\sigma_l = 3493$  kg/cm<sup>2</sup> =  $0,998 \cdot \sigma_{l,zul} = 2,49 \cdot \sigma_{zul}$

Anfangsbelastung 300 kg.

Laststufen: 1300, 3300, 5300, 7300, 9300, 11 300, 13 300, 15 300, 16 300 kg.

Bruch auf der Laststufe  $P_{max}(d) = 16\ 300$  kg nach 23 457 Lastspielen.

Sicherheitsgrad für oftmals wiederholte Zugbelastung:  
 $\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{zulässige Last (BE)}} = \frac{16\ 300}{10\ 200} = 1,59$

Demgegenüber Bruchlast beim gewöhnlichen Zugversuch mit dem Versuchskörper gleicher Abmessungen A1a (g, 1)  $P_{max}(g) = 25\ 900$  kg.

Sicherheitsgrad bei statischer Belastung:  
 $\frac{\text{Bruchlast (gewöhnl. Zugversuch)}}{\text{zulässige Last (BE)}} = \frac{25\ 900}{9\ 910} = 2,61$

Verhältnis der Bruchlasten und Bruchfestigkeiten:

$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{Bruchlast (gewöhnl. Zugversuch)}} = \frac{16\ 300}{25\ 900} = 0,63$

Für die Dauerbruchlast  $P_{max}(d)$  errechnet sich:

mittlere Zugspannung des Blechs im unverschwächten Querschnitt 1596 kg/cm<sup>2</sup>  
 im verschwächten Querschnitt 2235  
 mittlere Scherspannung 1795  
 mittlerer Lochwanddruck 5580

Die aus der Bruchbelastung beim Dauerversuch errechnete mittlere Spannung im Blech mit  $\sigma_{Bd} = 2235$  kg/cm<sup>2</sup> liegt unter der durch Zugversuche nach DIN 1605 festgestellten unteren Streckgrenze des verwendeten St 37  $\sigma_{su} = 2655$  kg/cm<sup>2</sup>. Das Verhältnis Dauerbruchfestigkeit zu unterer Streckgrenze ist

$$\frac{\sigma_{Bd}}{\sigma_{su}} = \frac{2235}{2655} = 0,84$$

Elastische Formänderungsarbeit des Flußstahls St 37 mit  $\sigma_{su} = 2655$  kg/cm<sup>2</sup>, bezogen auf 1 cm<sup>3</sup>

$$A_{e(cm^3)} \approx \frac{1}{2} \cdot \frac{2655^2}{2 \cdot 100\ 000} = 1,68 \text{ cmkg}$$

Elastische Formänderungsarbeit des unverschwächten Bleches mit 10,21 cm<sup>2</sup> Querschnitt und 250 mm Meßlänge

$$A_{eBl} = 1,68 \cdot 10,21 \cdot 25 = 428 \text{ cmkg}$$

Elastische Formänderungsarbeit des Zugstoßes auf 250 mm Meßlänge beim letzten Ausgleichzustand auf der Laststufe 15 300 kg

$$A_e = \frac{15\ 300 \cdot 0,0247}{2} = 189 \text{ cmkg}$$

Bis zum Ausgleichzustand auf der Laststufe 15 300 kg verbrauchte Arbeit (Verfestigungsarbeit), aus den auf den einzelnen Laststufen gemessenen bleibenden Längenänderungen der Meßstrecke 250 mm errechnet:

$$A_v = 840 \text{ cmkg}$$

Bis zum Eintritt des Dauerbruchs auf der Laststufe 16 300 kg verbrauchte Arbeit (letzte Messung der bleibenden Längenänderung 1,936 mm)

$$A_{v(d)} = 4080 \text{ cmkg}$$

Gesamte Brucharbeit beim statischen Versuch (Bruchlast 25 300 kg)

$$A_g = 40\ 700 \text{ cmkg}$$

Elastizitätsmaß des Zugstoßes auf der der Bruchlast  $P_{max}(d)$  vorausgehenden Laststufe 15 300, für die Meßstrecke 250 mm, auf den unverschwächten Blechquerschnitt bezogen,

$$E' = \frac{15\ 300}{10,21} \cdot \frac{250}{0,247} = 1\ 516\ 000 \text{ kg/cm}^2$$

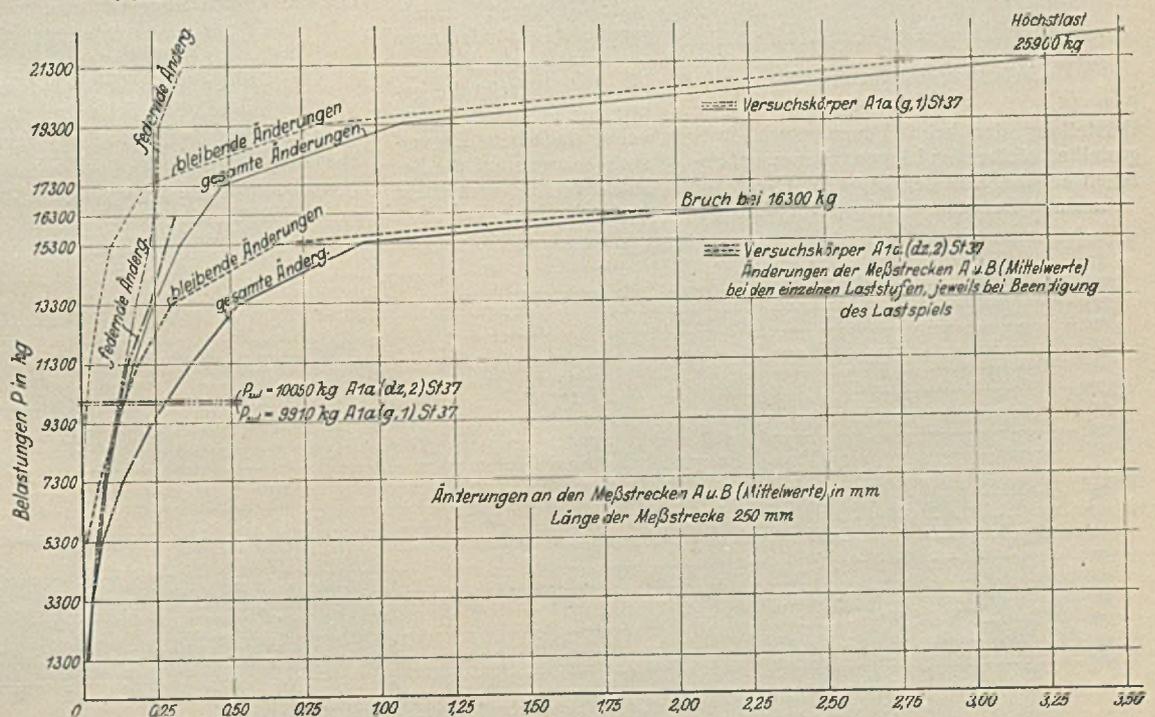


Abb. 17. Gegenüberstellung der beim statischen und beim Dauerversuch gemessenen gesamten und bleibenden Längenänderungen [A1a(g, 1)] und [A1a(dz, 1)].

Da das Elastizitätsmaß des Bleches zu 2 100 000 kg/cm<sup>2</sup> gefunden wurde, so ist das Elastizitätsmaß der Verbindung auf die Laschenlänge umgerechnet kleiner. Der Ansatz

$$\frac{15\,300}{10,21} \left( \frac{108}{2\,100\,000} + \frac{142}{E''} \right) = 0,247$$

liefert:

$$E'' = 1\,251\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Angaben haben nur Vergleichswert. Die Spannungsverteilung in dem Versuchskörper ist unbekannt. Die Spannungsverteilung in dem innerlich unendlich statisch unbestimmten System wechselt bei jedem Belastungsspiel und ändert sich mit der Zahl der Wiederholungen. Durch den Dauerversuch ist lediglich die obere Grenze festgestellt, bei der der Körper als Ganzes sich gerade noch elastisch verhält. Die wirklichen Brucharbeiten in den Bruchflächen sind größer, weil dort die Spannungen und die Dehnungen Größtwerte erreichen.

Die beim statischen und beim Dauerversuch gemessenen gesamten und bleibenden Längenänderungen der ursprünglichen Meßlänge 250 mm sind in Abb. 17 gegenübergestellt. Die Lastlängenänderungs-( $P-\eta$ -) Linie liegt beim Dauerversuch weit unter derjenigen des statischen Versuchs.

In Abb. 18 sind die beim Dauerversuch festgestellten bleibenden Längenänderungen der ursprünglichen Meßstrecken A und B (Mittelwerte) bezogen auf die Zahl der Lastwechsel für die einzelnen Belastungsstufen aufgetragen. Dabei ergaben sich die charakteristischen Linienzüge für die unter der natürlichen Elastizitätsgrenze gelegenen Laststufen mit Ausgleichszustand und schließlich bei der letzten Laststufe dauernd zunehmende Längenänderungen bis zum Bruch.

Abb. 19 zeigt die gesamten Längenänderungen beim statischen Zugversuch bezogen auf die Belastungen in verzerrem Maßstab.

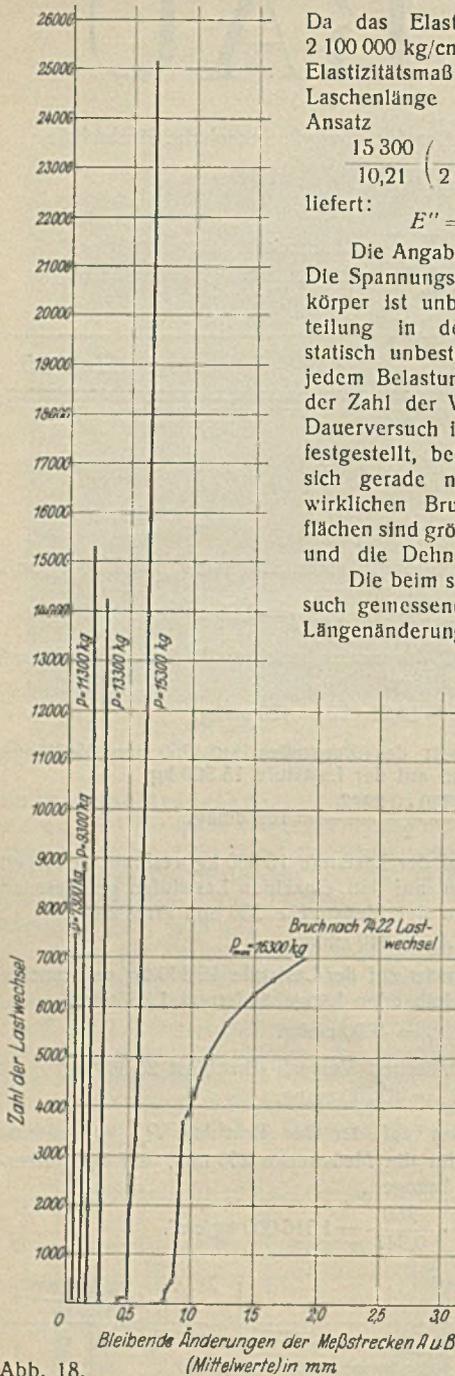


Abb. 18. Darstellung der beim Dauerversuch festgestellten bleibenden Längenänderungen, bezogen auf die Zahl der Lastwechsel für die einzelnen Belastungsstufen [A1 a (dz, 1)].

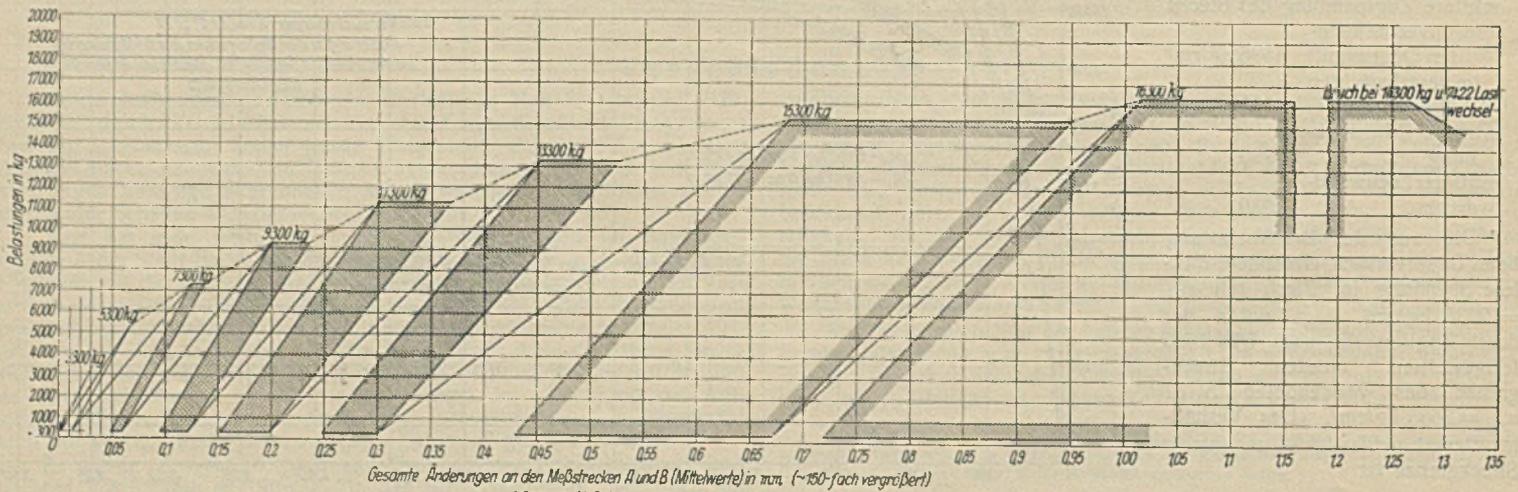


Abb. 19. Darstellung der gesamten Längenänderungen auf jeder Laststufe des Dauerversuchs zu Beginn und nach Beendigung des Lastspiels [A1 a (dz, 1)].

Abb. 20 zeigt demgegenüber die gesamten Längenänderungen auf jeder Laststufe des Dauerversuchs zu Beginn und nach Beendigung des Lastspiels. Mit Hilfe der gebrochenen Lastverlängerungslinie ist die auf jeder Laststufe verbrauchte mechanische Arbeit und die gesamte mechanische Arbeit, die das Zerreißen der Probekörper beim Dauerversuch erforderte, berechnet. Die natürliche Elastizitätsgrenze liegt in der Nähe der letzten Laststufe mit Ausgleich ( $P = 15\,300 \text{ kg}$ ), die hierfür errechnete elastische Formänderungsarbeit kann annähernd als Grenzwert des elastischen Formänderungsarbeitsvermögens unter den obwaltenden Umständen angesehen werden.

Abb. 21 zeigt die Bruchstelle der Nietverbindung A1 a (g, 1) beim statischen Zugversuch nach Wegnahme der Lasche auf der Schließkopfsseite.

Die Bruchstelle von A1 a (dz, 1) beim Dauerversuch ist in Abb. 22, die Bruchfläche in Abb. 23 dargestellt. Der Versuchskörper A1 a (dz, 2) lieferte ein ähnliches Bruchbild (Abb. 24). Die Anrisse gehen von den Nietlochrändern aus. Die Anrißflächen heben sich deutlich von den unter Dehnung und Einschnürung gebrochenen Restflächen ab.

β) Versuchskörper A3 d (dz, 1), Bleche aus St 37, Nieten aus St 34.

Herstellung in der Werkstatt (Kornwestheim), Berührungsflächen mit Bleimennige gestrichen. Nieten mit Lufthammer der Firma C. u. E. Fein, Stuttgart (2,2 kW Leistung), von 12 kg Gewicht, einer Schlagzahl von 560, min und einem Betriebsdruck von 1,8 at geschlagen.

Zulässige Belastung nach BE  $P_{zul} = 21\,600 \text{ kg}$  entsprechend einer

zulässigen Zugspannung im Blech  $\sigma_{zul} = \frac{P_{zul}}{F_n} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ , zugehörige Scherspannungen im Nietschaft

$$\tau = 795 \text{ kg/cm}^2 = 0,71 \tau_{zul} = 0,57 \sigma_{zul};$$

zugehöriger Lochwanddruck im Blech

$$\sigma_l = 2120 \text{ kg/cm}^2 = 0,61 \sigma_{l,zul} = 1,51 \sigma_{zul}.$$

Dauerzugversuch:

Anfangsbelastung  $P_0 = 300 \text{ kg}$ .

Laststufen  $P = 3300, 7300, 11\,300, 15\,300, 21\,300, 27\,300, 29\,300, 31\,300, 33\,300, 36\,300, 39\,300, 41\,300$  (Bruch).

Bruch auf der Belastungsstufe  $P_{max}(d) = 41\,300 \text{ kg}$  nach 14014 Lastspielen.

Sicherheitsgrad, bei oftmals wiederholter Belastung

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{zulässige Last (BE)}} = \frac{41\,300}{21\,600} = 1,91.$$

Bruchlast (gewöhnlicher Zugversuch) mit dem Versuchskörper A3 d (g, 1) in gleicher Ausführung  $P_{max}(g) = 71\,800 \text{ kg}$ .

$$\text{Sicherheitsgrad} = \frac{\text{Bruchlast (gewöhnlicher Versuch)}}{\text{zulässige Last (BE)}} = \frac{71\,800}{21\,910} = 3,28.$$

Verhältnis der Bruchlasten und Bruchfestigkeiten:

$$\frac{\text{Bruchlast (Dauerversuch)}}{\text{Bruchlast (gewöhnlicher Zugversuch)}} = \frac{41\,300}{71\,800} = 0,58.$$

Für die Bruchlast  $P_{max}(d) = 41\,300 \text{ kg}$  errechnet sich:

mittlere Zugspannung des Blechs

im unverschwächten Querschnitt 2193 kg/cm<sup>2</sup>

• verschwächten " 2675 "

mittlerer Lochwanddruck 4050 "

mittlere Scherspannung 1515 "

Die aus der Bruchbelastung beim Dauerversuch errechnete mittlere Spannung im Blech  $\sigma_{Bd} = 2675 \text{ kg/cm}^2$  liegt etwas über der durch Zugversuche nach DIN 1605 festgestellten Streckgrenze des verwendeten St 37  $\sigma_{su} = 2505 \text{ kg/cm}^2$ .

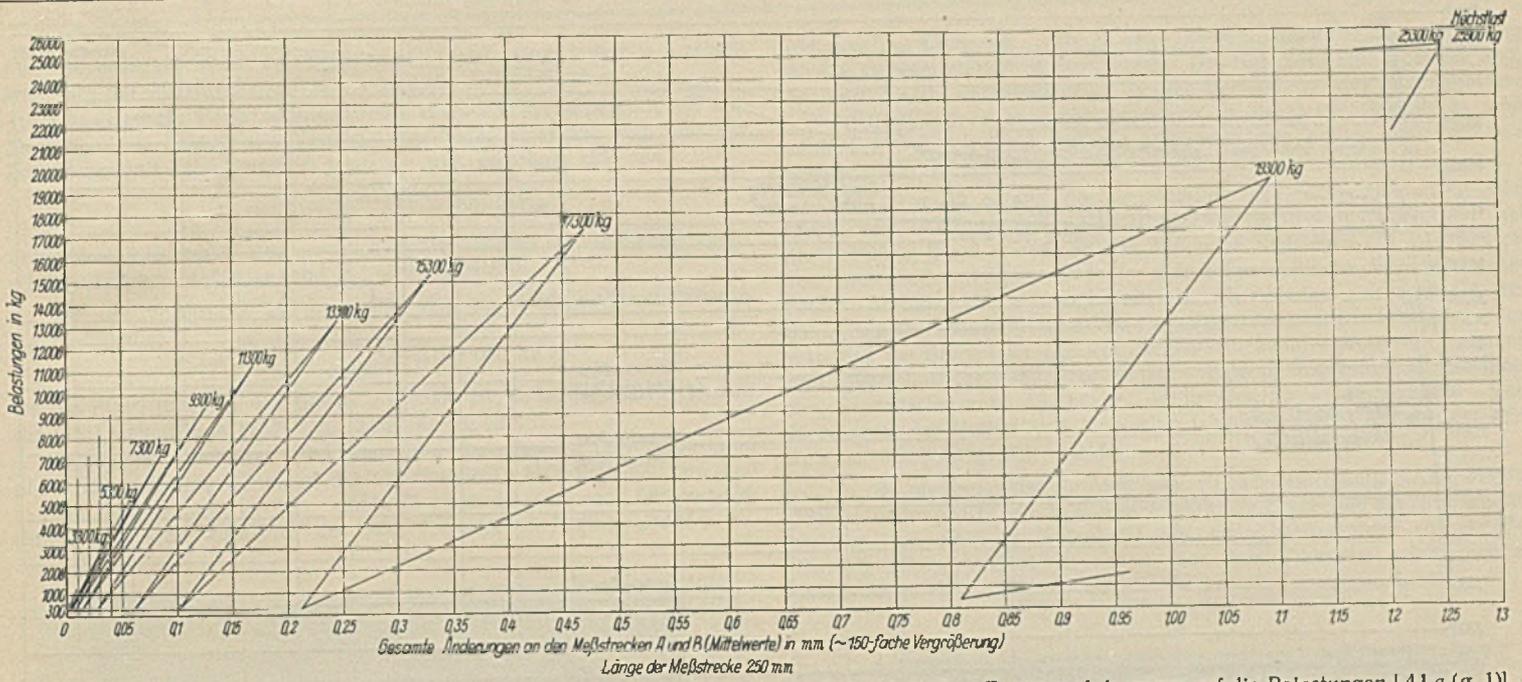


Abb. 19. Darstellung (Im verzerrten Maßstab) der gesamten Längenänderungen beim statischen Zugversuch bezogen auf die Belastungen [A1 a (g, 1)].

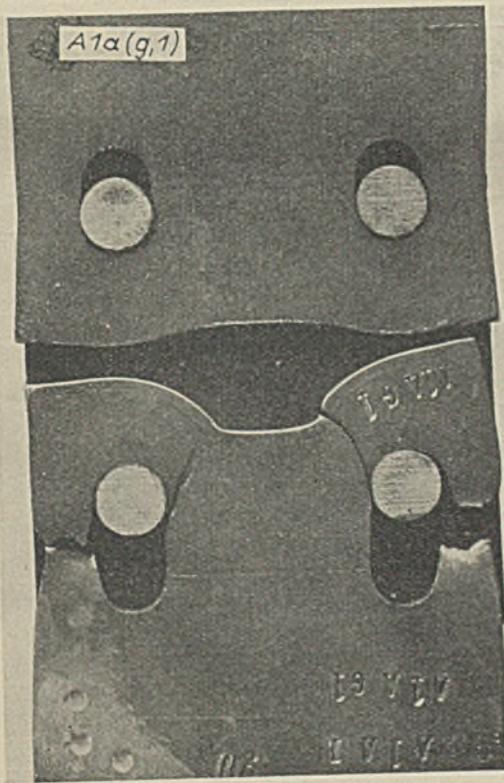


Abb. 21. Bruchstelle der Nietverbindung beim statischen Zugversuch.

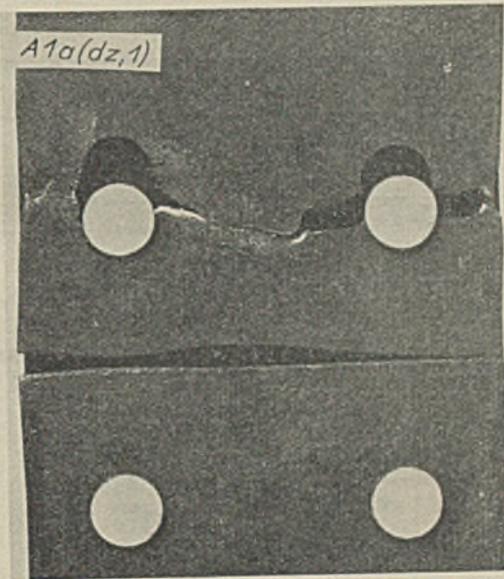


Abb. 22. Bruchstelle der Nietverbindung beim Dauerversuch.

Das Ergebnis des Dauerversuchs mit schwellender Belastung  $\frac{\sigma_{Bd}}{\sigma_{su}} = \frac{2675}{2505} = 1,07$  ist über Erwärten günstig. Nach den Bauschingerschen Erkenntnissen war der Dauerbruch des durch die Niellocher verschwächten Blechs bei millionenfacher Wiederholung der Größtbelastung unter  $2505 \cdot 15,43 = 38\ 652$  kg zu erwarten.

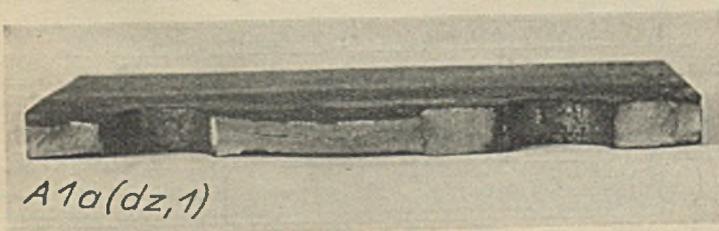


Abb. 23. Bruchfläche der Nietverbindung beim Dauerversuch.

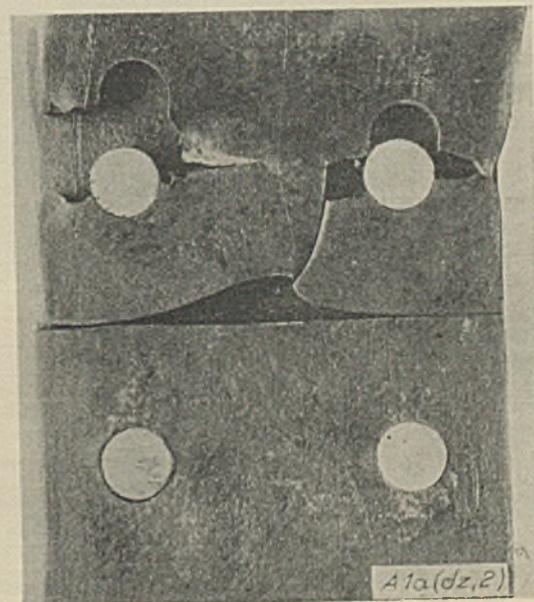


Abb. 24. Bruchstelle einer Nietverbindung beim Dauerversuch.

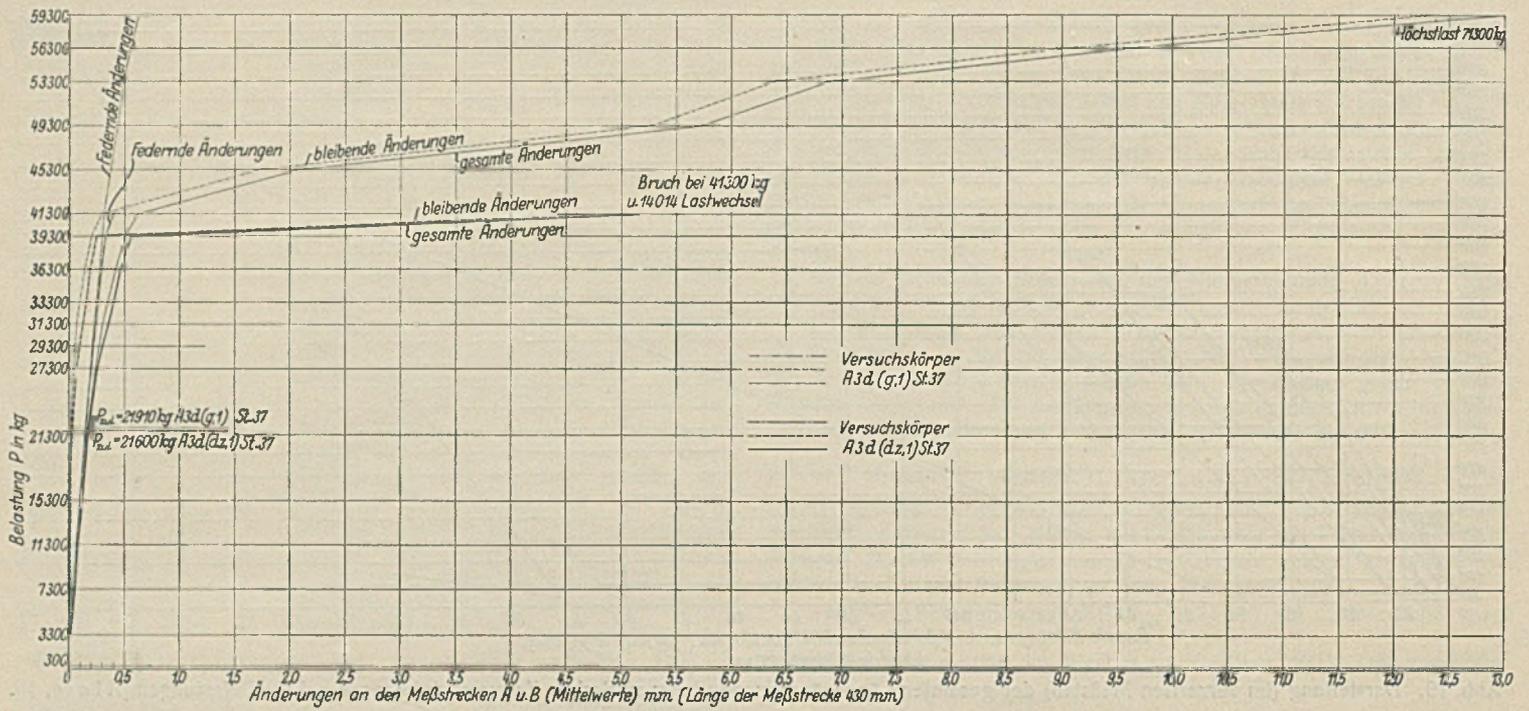


Abb. 25. Gegenüberstellung der gesamten und bleibenden Längenänderungen beim statischen und beim Dauerversuch [A 3 d (g, 1)], [A 3 d (dz, 1)].

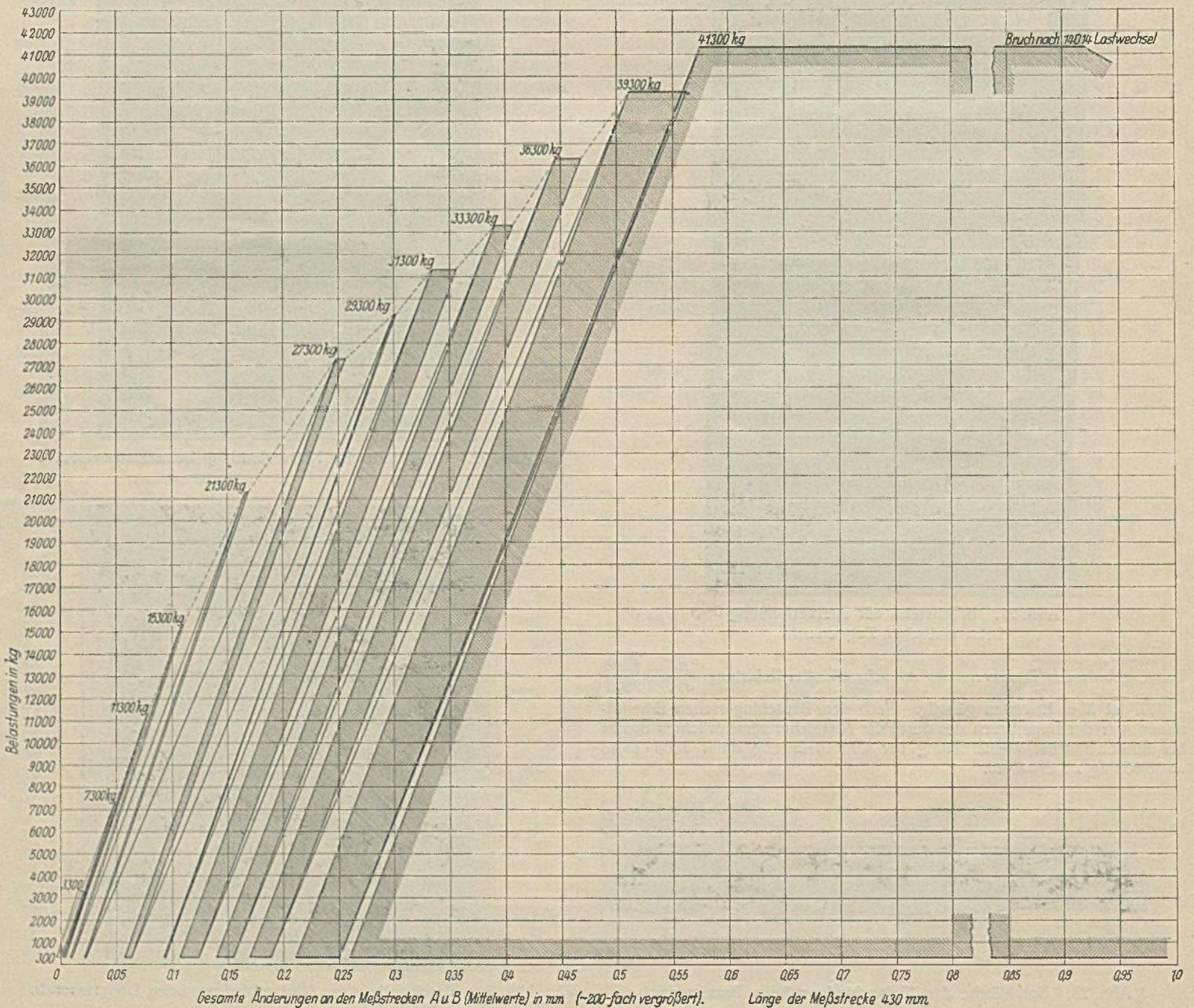


Abb. 26. Darstellung der gesamten Längenänderungen auf jeder Laststufe des Dauerversuchs zu Beginn und bei Beendigung des Lastspiels [A 3 d (dz, 1)].

Für die Laststufe 39 300 kg ergab der Versuch eine federnde Längenänderung der Meßstrecke 430 mm von 0,296 mm.

Die elastische Formänderungsarbeit, die der Probekörper mit 430 mm Meßlänge am Schluß des Versuchs bei jeder Belastung und bei der Entlastung voll zurückzugeben imstande war, errechnet sich aus

$$A_e = \frac{39\,300 \cdot 0,296}{2} = 581 \text{ cmkg}$$

gegenüber 1210 cmkg des unverschwächten Blechs mit 18,83 cm<sup>2</sup> Querschnitt, 430 mm Meßlänge und  $\sigma_{su} = 2505 \text{ kg/cm}^2$ .

Für die Meßstrecke 430 mm ergibt sich ein mittleres Elastizitätsmaß der Verbindung

$$E' = \frac{39\,300}{18,83} \cdot \frac{430}{0,296} = 3\,031\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Da das Elastizitätsmaß des Blechs 2 100 000 ist, so ist das Elastizitätsmaß auf die Laschenlänge größer, rd. 3 250 000 kg/cm<sup>2</sup>.

Die beim statischen und Dauerzug gemessenen gesamten und bleibenden Längenänderungen der ursprünglichen Meßlänge 430 mm sind in Abb. 25 gegenübergestellt. Abb. 26 zeigt die gesamten Längenänderungen auf jeder Laststufe des Dauerversuchs zu Beginn und bei Be-

endigung des Lastspiels. Abb. 27 zeigt die Bruchstelle der Nietverbindung A3d(g,1) beim statischen Zugversuch. Das Bruchbild läßt erkennen, daß der Bruch nach verhältnismäßig großer Verformung des Nietlochs von den Nietlochrändern ausgegangen, dann in der Mitte des Blechs und schließlich an den Blechrändern, verbunden mit großer Dehnung und Einschnürung, eingetreten ist.

Abb. 28 u. 29 zeigen die Bruchstellen der Nietverbindungen A3d(dz,1) und A3d(dz,2) im Dauerversuch. Bei beiden Nietkörpern trat der Bruch im Blech jeweils an den äußersten Nietreihen ein. Ausgehend von den Nietlochrändern bildeten sich ohne deutliche Verformung des Blechs Anrisse, deren Länge mit fortschreitenden Lastwechseln zunahm, bis schließlich der restliche tragende Querschnitt so klein geworden war, daß der Bruch über den Restflächen in bekannter Weise mit Dehnung und Querschnittsverminderung eintrat. Eine photographische Aufnahme der Bruchfläche von A3d(dz,2) ist in Abb. 30 wiedergegeben. Verformungen der Niete und Nietlöcher (abgesehen von den Anrißstellen) konnten nicht festgestellt werden.

In der photographischen Aufnahme eines Nietlochrandes (Abb. 31) der Nietverbindung A3d(dz,2) ist die feinkörnige Bruchzone am Nietlochrand sichtbar. In Abb. 28 (unten) ist ein vom Nietlochrand ausgehender charakteristischer Anriß zu sehen, der darauf hinweist, daß auch an dieser Stelle die Höchstlast erreicht war.

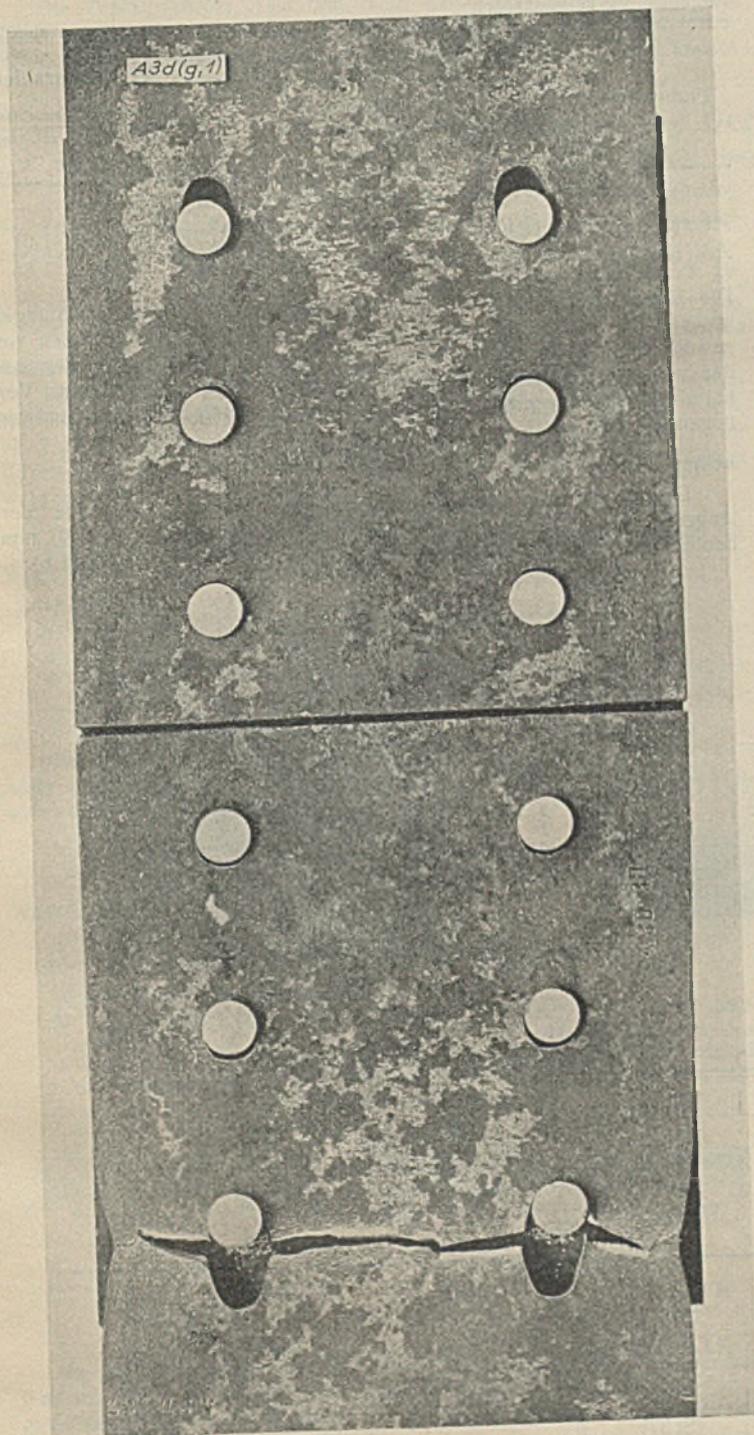


Abb. 27.

Bruchstelle einer Nietverbindung beim statischen Zugversuch.

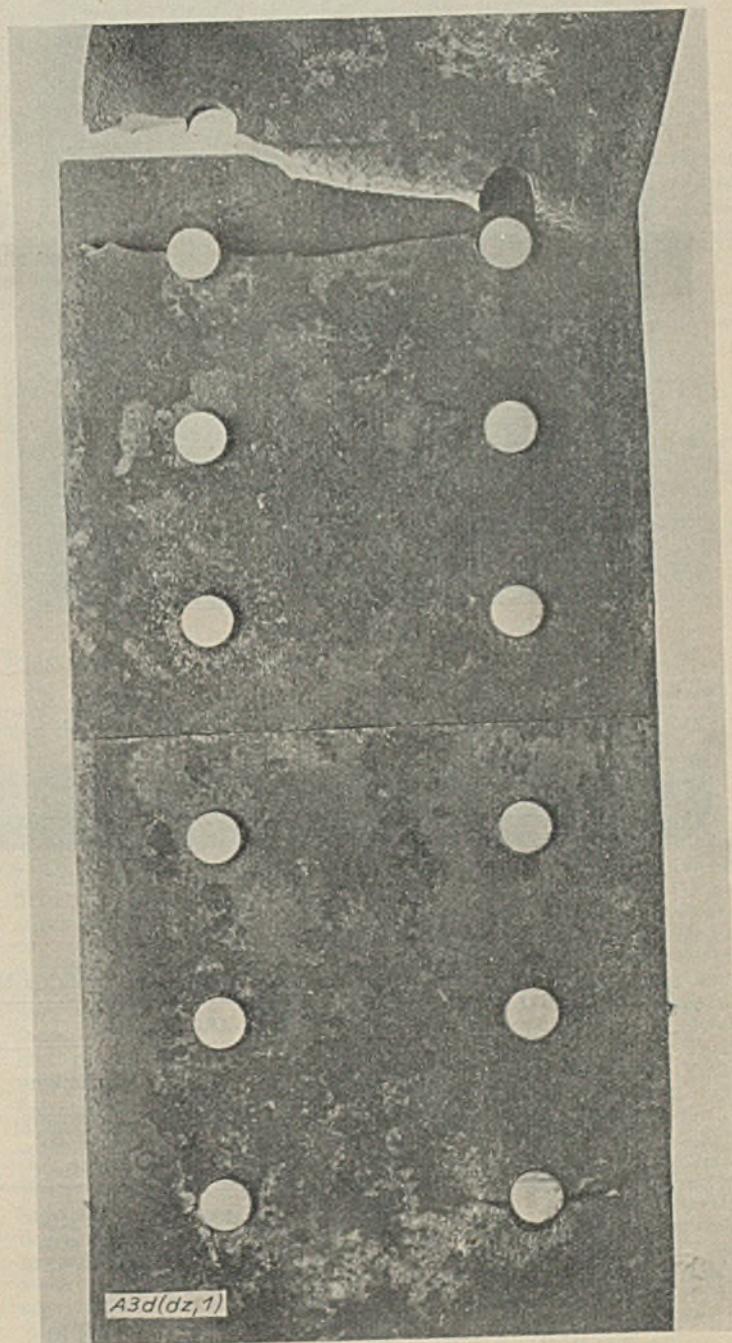


Abb. 28.

Bruchstellen einer Nietverbindung beim Dauerversuch.

f) Zusammenfassung der Ergebnisse.

In Tafel 5 sind die Bruchlasten bei den Dauerzugversuchen (dz) und bei den gewöhnlichen Zugversuchen (g) für die verschiedenen Versuchskörper übersichtlich zusammengestellt.

Tafel 5.

Probekörper	Werkstoff		Bruchlast		Verhältniszahl Dauerbruchlast stat. Bruchlast
	Bleche	Nieten	Dauerzug- versuch kg	gewöhnlicher Zugversuch kg	
A1a (g, 1)	St 37	St 34		25 900	
(dz, 1)	"	"	16 300		0,63
(dz, 2)	"	"	16 300		
A3d (g, 1)	"	"		71 800	
(dz, 1)	"	"	41 400		0,58
(dz, 2)	"	"	39 300		0,55

Werden die durch Versuche festgestellten Bruchlasten mit den aus der unteren Streckgrenze des Bleches errechneten Höchstlasten und den nach BE errechneten zulässigen Lasten verglichen, so ergeben sich folgende Verhältniszahlen:

Probekörper	Durch Dauer- versuche fest- gestellte Bruchlast $K_z$ in kg	Unter Zugrunde- legung der unteren Streckgrenze er- rechnete Höchstlast $K'_z$ in kg	Auf Grund der BE berechnete zulässige Lasten $K_{zul}$	Verhältniszahlen	
				Bruchlast Höchstlast $K_z : K'_z$	Bruchlast zul. Last $K_z : K_{zul}$
St 37					
A1a (dz, 1 u. 2)	16 300	$2655 \cdot 7,29 = 19 355$	10 125	0,84	1,61
A3d (dz, 1 u. 2)	40 300	$2505 \cdot 15,43 = 38 650$	21 735	1,04	1,85

Die Zahlen zeigen, daß die Widerstandsfähigkeit der Nietverbindungen unter oftmals wiederholter Zugbelastung nicht nach den Ergebnissen von gewöhnlichen Zugversuchen oder nach dem Verhältnis der Streckgrenze der verwendeten Werkstoffe beurteilt werden darf, daß auch das Verhältnis der Schwingungsfestigkeiten der verwendeten Werkstoffe im vorliegenden Fall

$$\text{St 37 } D_s = 0,92 \cdot \sigma_{su}$$

keinen Maßstab gibt.

Die Belastungen, unter denen erstmals deutliche bleibende Verlängerungen der Meßstrecken A und B (Verlängerungen über 0,01 mm) beobachtet wurden, lagen unter den zulässigen Belastungen (Tafel 6).

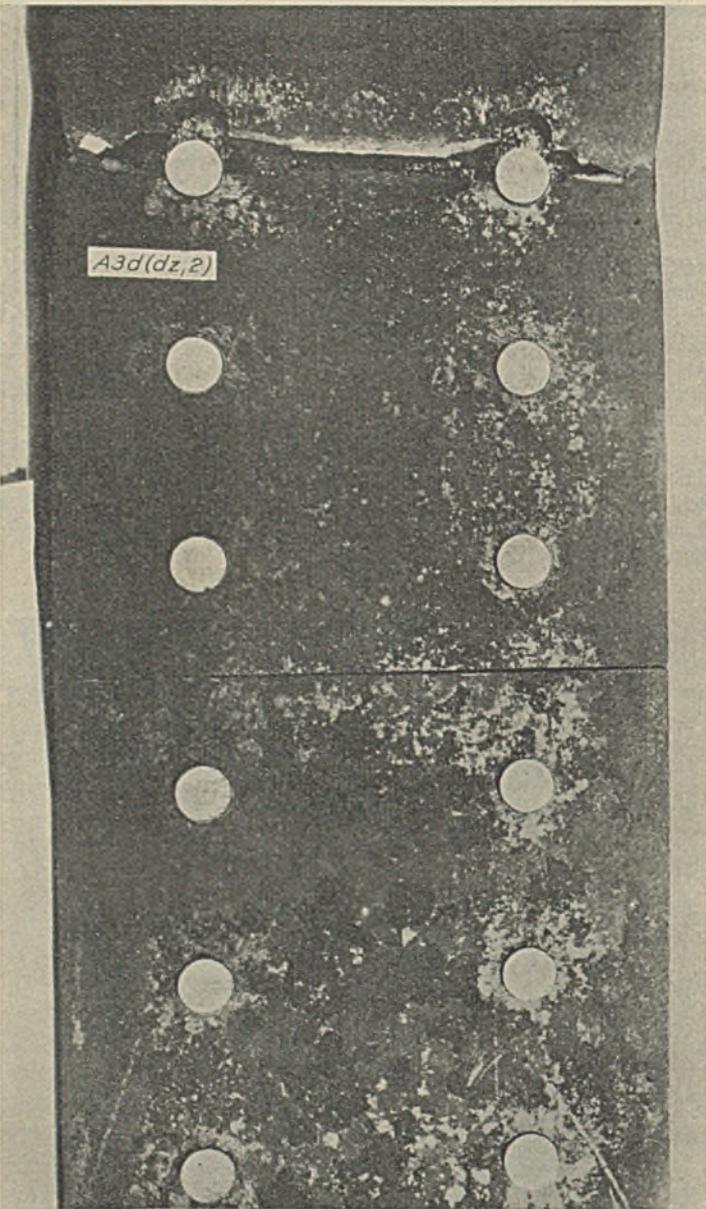


Abb. 29.

Bruchstelle der Nietverbindung beim Dauerversuch.

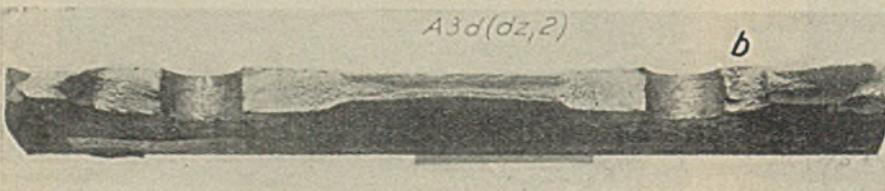


Abb. 30.

Bruchfläche beim Dauerversuch.

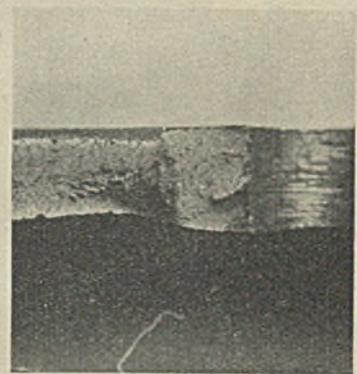


Abb. 31. Bruchstelle am Nietlochrand beim Dauerversuch [A3d(dz,2)].

Tafel 6. Belastungen, unter denen erstmals bleibende Verlängerungen (über 0,01 mm) eintraten.

Gewöhnlicher Zugversuch				Dauerzugversuch			
Versuchskörper und Werkstoff	Belastungen erstmalig bleibender Verlängerungen (über 0,01 mm)		Zulässige Belastung nach BE kg	Versuchskörper und Werkstoff	Belastungen erstmalig bleibender Verlängerungen (über 0,01 mm)		Zulässige Belastung nach BE kg
	kg	in kg/cm <sup>2</sup>			kg	kg	
A1a (g, 1)	9 300	1314	9 910 (1 400)	A1a (dz, 1) St 37	5 300	727	10 170 (1 400)
St 37				A1a (dz, 2) St 37	5 300	738	10 050 (1 400)
A3d (g, 1)	15 300	978	21 910 (1 400)	A3d (dz, 1) (St 37)	15 300	992	21 600 (1 400)
St 37				A3d (dz, 2) St 37	15 300	980	21 870 (1 400)

In der Regel sind diese Belastungen bei den Dauerversuchen niedriger als bei den gewöhnlichen Zugversuchen. Die Art der Ausführung der Vernietung ist von erheblichem Einfluß.

Die Tatsache, daß die beim Dauerversuch ermittelten Dauerbruchfestigkeitswerte unter den beim gewöhnlichen Zugversuch ermittelten statischen Bruchfestigkeitswerten liegen, läßt sich nur so erklären, daß unter der allmählich ansteigenden, stetigen Belastung eines Körpers mit plastischem oder bildsamem Verhalten beim gewöhnlichen Zugversuch durch örtliches Fließen ein weitgehender Spannungsausgleich eintritt, während bei oftmals wiederholter Belastung solcher Körper ein Spannungsausgleich nur in geringem Maße stattfindet, und daß die Stellen starken örtlichen Spannungsanstiegs (z. B. an den Nietlochwänden des Blechs) den Ausgangspunkt des Dauerbruchs bilden. Kleine Risse, die durch örtliche Überbeanspruchungen an Stellen scharfer Übergänge auftreten oder durch Unhomogenität des Stoffs oder Stofffehler (Seigerungen) hervorgerufen werden, pflanzen sich bei oftmals wiederholter Belastung von diesen Stellen aus fort, bis das fortschreitende Einreißen nach längerer oder kürzerer Zeit zum Bruche führt. — Die Grenzwerte der elastischen Formänderungsarbeit betragen bei den gestoßenen Blechen im Zugstoß annähernd die Hälfte derjenigen der unverschwächten Bleche (Tafel 7).

Die Versuchskörper A1a und A3d waren so bemessen, daß der Bruch sowohl beim statischen als beim Dauerversuch in dem durch die Nietlöcher verschwächten Blechquerschnitt eintreten mußte. Ganz andere

Tafel 7.

Versuchskörper und Werkstoff	Grenzwerte der elastischen Formänderungsarbeit in emkg		$\frac{A_e(\text{Zugstoß})}{A_e(\text{Blech})}$
	des Probekörpers $A_e(\text{Zugstoß})$	des unverschwächten Blechs $A_e(\text{Blech})$	
A1a (dz, 1) St 37	250 mm Meßlänge 189	250 mm Meßlänge 428	$\frac{189}{428} = 0,44$
A3d (dz, 1) St 37	430 mm Meßlänge 581	430 mm Meßlänge 1210	$\frac{581}{1210} = 0,48$

Erscheinungen ergeben sich bei Versuchskörpern, die so bemessen sind, daß die Niete abgesichert werden. Über die diesbezüglichen Vorversuche wird demnächst berichtet werden.

Die bemerkenswerten Ergebnisse dieser Versuche werden sicher mit großem Interesse aufgenommen werden. Wir glauben jedoch darauf hinweisen zu sollen, daß die Belastungswechsel, denen unsere Stahlbauwerke im Betrieb unterworfen sind, anderen Charakter haben als die dem Versuche zugrunde gelegenen, so daß bei ev. Rückschlüssen von den Versuchsergebnissen auf die übliche Nietberechnung Vorsicht geboten ist. Die Schriftleitung.

Alle Rechte vorbehalten.

## Über die Berechnung der Deckenträger von Garagenbauten.

Von Dipl.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Im Bereich der Berliner Städtischen Baupolizei gilt für die Berechnung der Träger für von Kraftwagen befahrene Decken der nachstehend aus-  
zugsweise wiedergegebene Erlaß:

Stadt. Baupolizei. Berlin, den 28. 2. 29.  
B. P. Zen. St. VII/Allgem. 35.

Betrifft: Berechnung der Decken unter Fahrstraßen und Garagen für Personen- und Lastkraftwagen.

Innerhalb des Stat. Prüfungsamtes der Stadt. Baupolizei bestehen einstweilen folgende, durch den Ministerialerlaß vom 9. 3. 1928, II 8, Nr. 2139/27 vorgeschriebene Grundsätze bei der Prüfung von Decken für Boxen und Fahrstraßen, die von Personen- und Lastkraftwagen befahren werden.

### I. Garagen für Personenkraftwagen.

(Gesamtgewicht bis 2500 kg einschließlich Stoßzuschlag, Gewicht des Wagenlenkers und der Betriebsstoffe).

- Decken der Boxen.
- Träger hierzu: gleichmäßig verteilte Nutzlast 400 kg/m<sup>2</sup>.
- Decken der Fahrstraßen.
- Träger hierzu: gleichmäßige Nutzlast 400 kg/m<sup>2</sup> oder Raddruck der vier Räder je 750 kg und rechts und links gleichmäßige Nutzlast von 250 kg/m<sup>2</sup> (Abb. 1).

Bemerkung zu I c und d. Hierbei ist Voraussetzung, daß die Feuerwehr oder ähnliche schwere Fuhrwerke die Fahrstraßen nicht befahren, sonst erfolgt Berechnung nach II c und II d.

### II. Garagen für Lastkraftwagen.

(Gesamtgewicht bis 9000 kg einschließlich Stoßzuschlag, Gewicht des Wagenlenkers und der Betriebsstoffe).

- Decken der Boxen.
- Träger hierzu: mit 800 kg/m<sup>2</sup> gleichmäßiger Nutzlast.
- Decken der Fahrstraßen.
- Träger hierzu: gleichmäßige Nutzlast 800 kg/m<sup>2</sup> oder zwei Radlastendrucke je 2500 kg, Abstand 1,4 m, außerdem neben den Rädern gleichmäßige Nutzlast 400 kg/m<sup>2</sup> (Abb. 2).

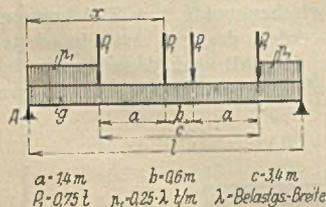


Abb. 1.

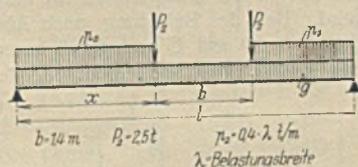


Abb. 2.

Bei der Berechnung der Deckenträger der Fahrstraßen (Fall I d und II d) erfordert die Entscheidung darüber, welcher der beiden zur Wahl gestellten Belastungsfälle maßgebend ist, sowie die Ermittlung des absolut größten Momentes bei den Belastungen nach Abb. 1 bzw. 2 erhebliche Mühe. Da derartige Bauwerke sehr häufig vorkommen und ihre Anzahl in Zukunft mit der fortschreitenden Motorisierung Deutschlands noch zu-

nehmen wird, soll versucht werden, ihre Berechnung nach Möglichkeit zu vereinfachen.

Die ständige Last werde bei den folgenden Ableitungen vernachlässigt; es ist stets zulässig, das größte Moment infolge ständiger Last zu demjenigen infolge Verkehrslast zu addieren, obgleich beide Werte nicht genau an der gleichen Stelle auftreten; der hieraus zugunsten der Sicherheit entstehende Fehler ist gering.

Für den Fall der Abb. 1 findet man dann:

$$A = \frac{P_1 l}{2} - \frac{P_1 c \left( l - x + a - \frac{c}{2} \right)}{l} + \frac{4 P_1 \left( l - x + a - \frac{c}{2} \right)}{l}$$

$$M_x = A x - \frac{P_1 (x - a)(x + a)}{2} - P_1 a = - \left( P_1 a - \frac{P_1 a^2}{2} \right)$$

$$+ x \left[ \left( 4 P_1 + \frac{P_1 l}{2} - P_1 c \right) - \frac{2 P_1 c - 4 P_1 a + P_1 c a - \frac{P_1 c^2}{2}}{l} \right]$$

$$- \frac{x^2}{l} \left( 4 P_1 + \frac{P_1 l}{2} - P_1 c \right) = C + x \left( D - \frac{E}{l} \right) - \frac{x^2}{l} D^1$$

Aus

$$\frac{dM}{dx} = D - \frac{E}{l} - \frac{2x}{l} \cdot D = 0$$

findet man

$$(2) \quad x = \frac{l}{2} \left( 1 - \frac{E}{Dl} \right) \quad x' = \frac{l}{2} - x = \frac{E}{2D}$$

und hiermit

$$(3) \quad \max M = C + \frac{l}{4} \cdot \frac{\left( D - \frac{E}{l} \right)^2}{D}$$

<sup>1)</sup> Es ist dies dieselbe Beziehung, die in Heft 9, Jahrgang 1930 dieser Zeitschrift, vom Verfasser für das bei Straßenbrücken vorgeschriebene Belastungsschema abgeleitet ist. Es läßt sich leicht zeigen, daß Gl. 1 ganz allgemein für alle Träger auf zwei Stützen gilt, wenn das Belastungsschema nur aus Strecken- und Einzellasten besteht, eine Einzellast maßgebende Last, d. h. über der Spitze der Einflußlinie aufzustellen ist, und die Summe aller Lasten sich bei einer geringen Verschiebung des Zuges nicht ändert (letzteres geschieht z. B. bei einer Belastung nach Abb. 3 der vorliegenden Arbeit). Unter den genannten Bedingungen ist also die Grenzmomentenlinie für den mittleren Teil des Trägers stets eine quadratische Parabel nach Heft 9, Abb. 5. Über den weiteren Verlauf läßt sich bei der Vielheit der möglichen Belastungsbilder nichts Allgemeingültiges aussagen. Einige Anhaltspunkte ergeben sich aus den folgenden Regeln: Beginnt beim Verschieben des Zuges eine (evtl. auch negative) Streckenlast über das Auflager hinauszurücken (z. B. in Abb. 3 und 6), so schließt an den vorhergehenden Zweig eine kubische Parabel tangential an (weil dann die Lastensumme nicht mehr unabhängig von der Verschiebung ist); verläßt eine Einzellast den Träger, so ändern sich die Konstanten der Gl. 1, d. h. in der Grenzmomentenlinie entsteht ein Knick; sind in den seitlichen Teilen des Trägers andere Lasten maßgebend als im mittleren, so gehört zu jeder dieser Lasten eine andere Parabel nach Gl. 1 und demgemäß ein Knick in der Grenzmomentenlinie; notwendige, aber nicht ausreichende Bedingung dafür, daß Gl. 1 bis zum Auflager gilt, ist, daß in Gl. 1  $C=0$  ist (vgl. Gl. 5); dies tritt ein, wenn zwischen maßgebender Last und Auflager keine Last oder nur eine über diese ganze Länge reichende Streckenlast vorhanden ist (Abb. 2).

Tafel I.  
Momente infolge Verkehrslast nach 1 d (Abb. 1).

$\lambda$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9
4,0	1,54	1,55	1,55	1,55	1,56	1,56	1,57	1,57	1,57	1,58
1	1,61	1,61	1,62	1,62	1,62	1,63	1,63	1,63	1,64	1,64
2	1,69	1,69	1,70	1,70	1,70	1,70	1,71	1,71	1,71	1,71
3	1,77	1,77	1,78	1,78	1,78	1,79	1,79	1,79	1,80	1,80
4	1,85	1,86	1,86	1,86	1,87	1,87	1,87	1,88	1,88	1,88
5	1,93	1,94	1,94	1,95	1,95	1,95	1,96	1,96	1,97	1,97
6	2,01	2,02	2,02	2,03	2,04	2,04	2,05	2,05	2,06	2,06
7	2,10	2,10	2,11	2,11	2,12	2,13	2,13	2,14	2,14	2,15
8	2,18	2,19	2,19	2,20	2,21	2,21	2,22	2,23	2,23	2,24
9	2,26	2,27	2,28	2,29	2,29	2,30	2,31	2,32	2,33	2,33
5,0	2,35	2,36	2,37	2,37	2,38	2,39	2,40	2,41	2,42	2,43
1	2,43	2,44	2,45	2,46	2,47	2,48	2,49	2,50	2,51	2,52
2	2,52	2,53	2,54	2,55	2,56	2,57	2,58	2,60	2,61	2,62
3	2,61	2,62	2,63	2,64	2,65	2,67	2,68	2,69	2,70	2,71
4	2,69	2,71	2,72	2,73	2,75	2,76	2,77	2,79	2,80	2,81
5	2,78	2,80	2,81	2,82	2,84	2,85	2,87	2,88	2,90	2,91
6	2,87	2,89	2,90	2,92	2,93	2,95	2,96	2,98	3,00	3,01
7	2,96	2,98	2,99	3,01	3,03	3,04	3,06	3,08	3,10	3,11
8	3,05	3,07	3,08	3,10	3,12	3,14	3,16	3,18	3,20	3,22
9	3,14	3,16	3,18	3,20	3,22	3,24	3,26	3,28	3,30	3,32
6,0	3,23	3,25	3,27	3,29	3,32	3,34	3,36	3,38	3,40	3,43
1	3,32	3,34	3,37	3,39	3,41	3,44	3,46	3,48	3,51	3,51
2	3,41	3,44	3,46	3,49	3,51	3,54	3,56	3,59	3,61	3,61
3	3,50	3,53	3,56	3,59	3,61	3,64	3,67	3,69	3,72	3,72
4	3,60	3,63	3,66	3,68	3,71	3,74	3,77	3,80	3,83	3,83
5	3,69	3,72	3,75	3,78	3,82	3,85	3,88	3,91	3,94	3,94
6	3,79	3,82	3,85	3,88	3,92	3,95	3,98	4,02	4,05	4,05
7	3,88	3,92	3,95	3,99	4,02	4,06	4,09	4,13	4,16	4,16
8	3,98	4,01	4,05	4,09	4,13	4,16	4,20	4,24	4,27	4,27
9	4,07	4,11	4,15	4,19	4,23	4,27	4,31	4,35	4,39	4,39
7,0	4,17	4,21	4,25	4,30	4,34	4,38	4,42	4,46	4,50	4,50
1	4,27	4,31	4,36	4,40	4,44	4,49	4,53	4,57	4,62	4,62
2	4,37	4,41	4,46	4,51	4,55	4,60	4,64	4,69	4,73	4,73
3	4,47	4,51	4,56	4,61	4,66	4,71	4,76	4,80	4,85	4,85
4	4,57	4,62	4,67	4,72	4,77	4,82	4,87	4,92	4,97	4,97
5	4,67	4,72	4,77	4,83	4,88	4,93	4,99	5,04	5,09	5,09
6	4,77	4,82	4,88	4,93	4,99	5,05	5,10	5,16	5,21	5,21
7	4,87	4,93	4,99	5,04	5,10	5,16	5,22	5,28	5,34	5,34
8	4,97	5,03	5,09	5,15	5,22	5,28	5,34	5,40	5,46	5,46
9	5,07	5,14	5,20	5,27	5,33	5,39	5,46	5,52	5,58	5,58
8,0	5,18	5,24	5,31	5,38	5,44	5,51	5,58	5,65	5,71	5,71
1	5,28	5,35	5,42	5,49	5,56	5,63	5,70	5,77	5,84	5,84
2	5,38	5,46	5,53	5,60	5,68	5,75	5,82	5,90	5,97	5,97
3	5,49	5,57	5,64	5,72	5,79	5,87	5,95	6,02	6,10	6,10
4	5,59	5,68	5,75	5,83	5,91	5,99	6,07	6,15	6,23	6,23
5	5,70	5,79	5,87	5,95	6,03	6,11	6,20	6,28	6,36	6,36
6	5,81	5,90	5,98	6,07	6,15	6,24	6,32	6,41	6,49	6,49
7	5,92	6,01	6,10	6,18	6,27	6,36	6,45	6,54	6,62	6,62
8	6,03	6,12	6,21	6,30	6,39	6,49	6,58	6,67	6,76	6,76
9	6,14	6,23	6,33	6,42	6,52	6,61	6,71	6,80	6,89	6,89
9,0	6,24	6,34	6,44	6,54	6,64	6,74	6,84	6,94	7,04	7,04
1	6,36	6,46	6,56	6,66	6,76	6,87	6,97	7,07	7,17	7,17
2	6,47	6,57	6,68	6,78	6,89	7,00	7,10	7,21	7,31	7,31
3	6,58	6,69	6,80	6,91	7,02	7,13	7,24	7,34	7,45	7,45
4	6,69	6,80	6,92	7,03	7,14	7,26	7,37	7,48	7,59	7,59
5	6,80	6,92	7,04	7,15	7,27	7,39	7,51	7,62	7,73	7,73
6	6,92	7,04	7,16	7,28	7,40	7,52	7,64	7,76	7,88	7,88
7	7,03	7,15	7,28	7,40	7,53	7,65	7,78	7,90	8,02	8,02
8	7,14	7,27	7,40	7,53	7,66	7,79	7,92	8,05	8,17	8,17
9	7,26	7,39	7,53	7,66	7,79	7,92	8,06	8,19	8,32	8,32
10,0	7,38	7,51	7,65	7,79	7,92	8,06	8,20	8,34	8,48	8,48

Lnst-  
stellung  
nach  
Abb. 3

Setzt man nun die in Abb. 1 angegebenen Zahlenwerte ein, so ergibt sich

$$(4) \begin{cases} C = -(1,05 - 0,245 \lambda) \\ D = 3,0 + \lambda(0,125 l - 0,85) \\ E = 0,9 - 0,255 \lambda \end{cases}$$

Hiermit wurden in Tafel I die Momente infolge Verkehrslast für die Bereiche  $\lambda > 1,0$  m und  $4,0$  m  $< l < 10,0$  m zusammengestellt. Es sei noch darauf hingewiesen, daß für Stützweiten unter rd.  $4,0$  m und kleine Werte  $\lambda$  die Laststellung nach Abb. 3 maßgebend ist, wie auch in der

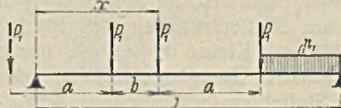


Abb. 3.



Abb. 4.

Tafel angedeutet. Hierfür ergibt sich aus den in der Fußnote angegebenen Gründen eine Gleichung dritten Grades, von deren Wiedergabe hier wegen der Seltenheit so kleiner Stützweiten Abstand genommen werden kann. Bei noch kleineren Werten  $l$ , etwa unter  $2,8$  m, bleiben schließlich nur noch zwei Einzellasten in der bekannten ungünstigsten Laststellung nach Abb. 4 übrig. Alle Momente rechts und unterhalb der Tafelwerte sind mittels gleichmäßig verteilter Nutzlast von  $0,4$  t/m<sup>2</sup> zu berechnen.

Im Falle der Abb. 2 findet man, wieder unter Vernachlässigung der ständigen Last:

$$A = \frac{p_2 l}{2} - \frac{p_2 b(l - x - \frac{b}{2})}{l} + \frac{2 P_2(l - x - \frac{b}{2})}{l}$$

$$(5) \begin{cases} M_x = Ax - \frac{p_2 x^2}{2} = x \left[ \left( 2 P_2 + \frac{p_2 l}{2} - p_2 b \right) - \frac{P_2 b - \frac{p_2 b^2}{2}}{l} \right] \\ - \frac{x^2}{l} \left( 2 P_2 + \frac{p_2 l}{2} - p_2 b \right) = x \left( D - \frac{E}{l} \right) - \frac{x^2}{l} \cdot D \end{cases}$$

$$(6) \quad x = \frac{l}{2} \left( 1 - \frac{E}{D l} \right) \quad x' = \frac{l}{2} - x = \frac{E}{2 D}$$

$$(7) \quad \max M = \frac{l}{4} \cdot \frac{(D - \frac{E}{l})^2}{D}$$

und nach Einsetzen der Zahlenwerte:

$$(8) \begin{cases} D = 5,0 + \lambda(0,2 l - 0,56) \\ E = 3,5 - 0,392 \lambda \end{cases}$$

Die Größtmomente wurden hiernach, genau wie im vorhergehenden Fall, in Tafel II zusammengestellt.

Werden Träger mit Kopfplatten verwendet, so ist die Kenntnis der ganzen Grenzmomentenlinie erforderlich. Der Verlauf derselben ist im

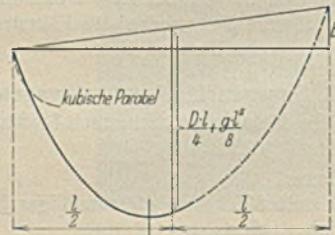


Abb. 5.

Fall der Abb. 1 ziemlich kompliziert, so daß man am schnellsten durch Auswerten der Einflußlinien für einige Zwischenpunkte zum Ziel kommen wird. Bei der Belastung nach Abb. 2 werden dagegen am einfachsten die Werte  $D$  und  $E$  nach Gl. 8 berechnet. Hiermit kann dann die Parabel der größten Momente gemäß Abb. 5 aufgetragen werden. Es ist zwar

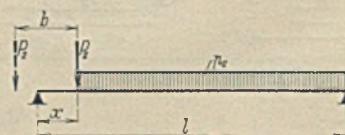


Abb. 6.

möglich, daß in der Nähe der Auflager, insbesondere bei größeren Werten  $\lambda$ , eine Laststellung nach Abb. 6 etwas größere Momente ergibt (kubische Parabel, in Abb. 5 punktiert), jedoch sind die Unterschiede für die Bestimmung der Kopfplattenlängen belanglos.



Alle Rechte vorbehalten.

### Kohlenbunker mit gewölbten Wänden.<sup>1)</sup>

Von Oberingenieur H. Gruetz, Mainz-Gustavsburg.

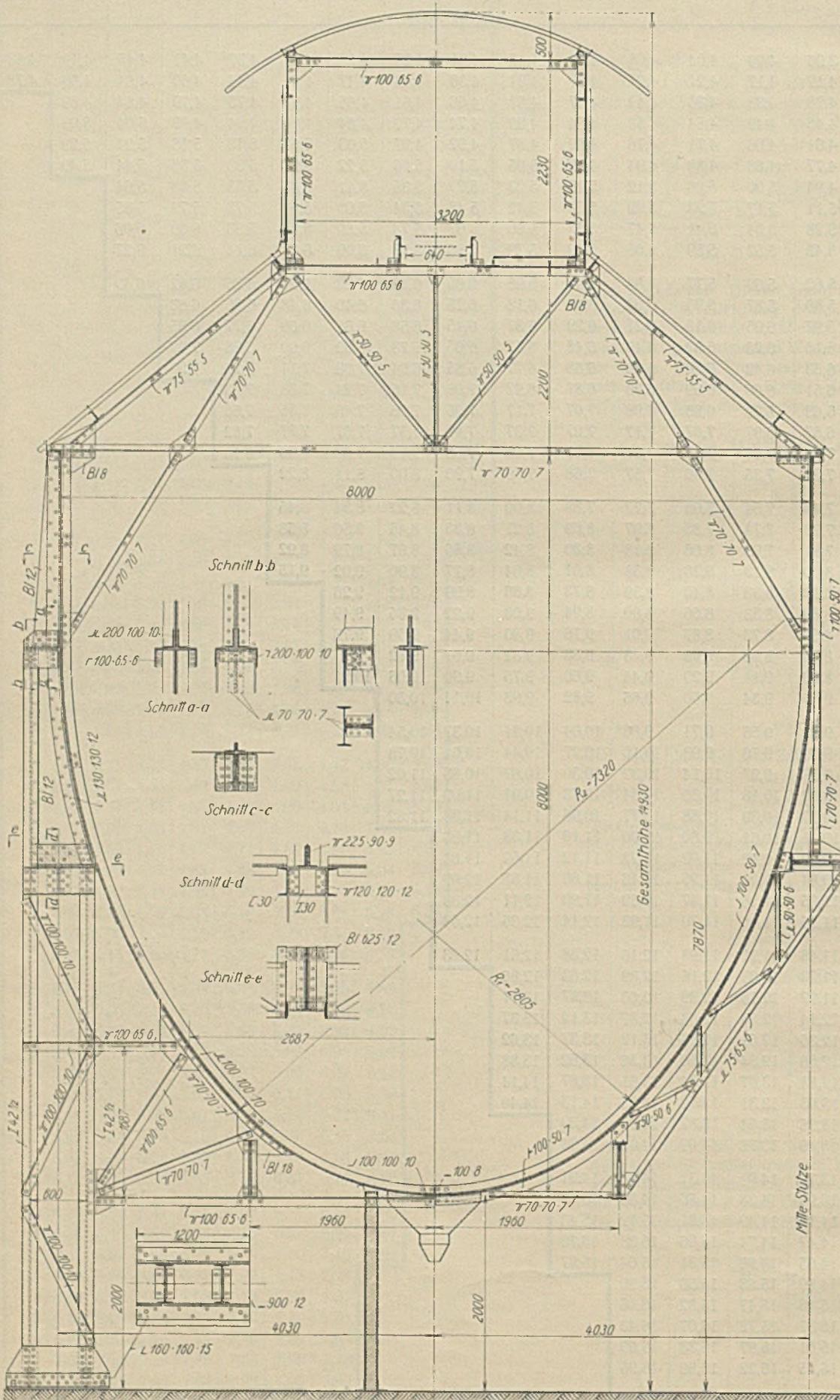


Abb. 3. Konstruktive Durchbildung des Bunkers.

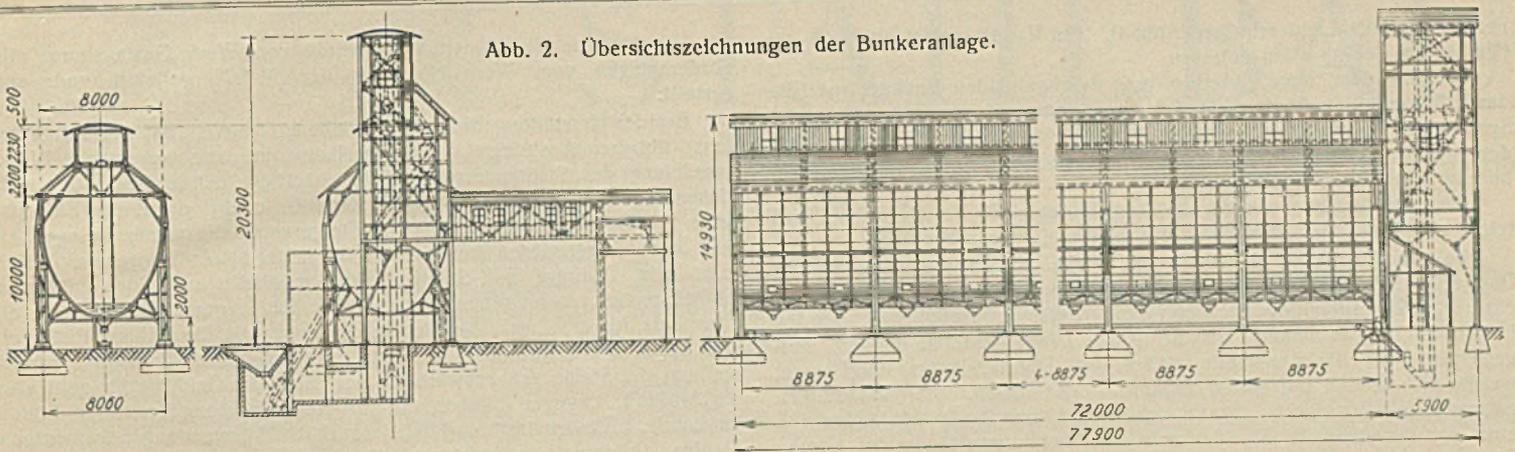
Die hier zu beschreibende Kohlenbunkeranlage ist seit dem Jahre 1912 in Betrieb und dient zur Bekohlung eines Kesselhauses. Wenn auch für einzelne Bestandteile die Zwischenzeit vielleicht Vervollkommnungen geschaffen hat, so zeigt doch insbesondere der Kohlenbunker selbst einige in wirtschaftlicher und technischer Beziehung bemerkenswerte Eigenheiten, so daß es sich vielleicht auch heute noch lohnt, etwas näher darauf einzugehen.

Zunächst sei die Förderanlage zur Be- und Entladung des Bunkers kurz erläutert: Der Bunker ist für eine Lagerung von rd. 4000 t Kohle vorgesehen. Die Leistung der Förderanlagen ist für 40 t je Stunde bemessen. Am Kopf des Bunkers entleert ein Wagenkipper für 20 t Wagen in eine Betongrube, aus welcher die Kohle selbsttätig in ein Becherwerk läuft, das sie einem Schüttelsieb und, soweit nötig, einem Kohlenbrecher zuführt. Von diesen aus übernimmt ein Elevator die weitere Förderung und schüttet die Kohle nach dem Durchgang durch je eine Waage entweder auf eine unmittelbar zum Kesselhaus führende Förderbandanlage oder auf ein zweites Band, welches oberhalb des Kohlenbunkers dessen ganze Länge durchläuft. Von hier aus fällt sie vermittels des Abstreifwagens in den Bunker. Die Entnahme aus dem Bunker erfolgt durch insgesamt 30, am untersten Rande desselben angebrachte Ausläufe, welche eine dritte, unter dem Bunker gelagerte Förderbandanlage bedienen. Von dieser wird die Kohle wieder zu dem oben erwähnten Elevator geführt, welcher die Förderung ins Kesselhaus bewerkstelligt.

Der aus Stahlblech hergestellte Bunker (Abb. 1) ist 72 m lang bei einer größten Breite von 8 m. Seine Unterkante liegt 2 m, seine Oberkante 10 m über dem Erdboden. Das obere, in einem Dachaufbau von 2,23 m Höhe und 3,4 m Breite untergebrachte Förderband läuft 2,4 m über Bunkeroberkante, so daß auch noch der Dachraum oberhalb des eigentlichen Bunkers für die Kohlenfüllung ausgenutzt wird. Die Blechhaut des Bunkers ist in einer bestimmten Form so gewölbt, daß bei vollständiger Füllung nur Zugspannungen in der Blechwand auftreten. Die bei teilweiser Füllung entstehenden, aus der Wandfläche tretenden Kräfte werden durch außenliegende leichte Fachwerkauflagerungen ab-

<sup>1)</sup> Die hier beschriebene Stahlbunkerkonstruktion und viele ähnlich ausgebildete verkörpern besonders wirtschaftliche Lösungen. Da sich Veröffentlichungen im Fachschrifttum darüber kaum vorfinden, glauben wir, daß der Aufsatz das Interesse unserer Leser finden wird, trotzdem die Ausführung bereits in der Vorkriegszeit erfolgte. Die Schriftleitung.

Abb. 2. Übersichtszeichnungen der Bunkeranlage.



wechselnd mit einfachen Winkelrippen aufgenommen. Zur weiteren Aussteifung dient je ein auf beiden Seiten durchlaufender Längsträger, welcher gleichzeitig die Übertragung der Windlast auf die in rd. 8,9 m Entfernung stehenden Hauptstützrahmen übernimmt (Abb. 2 u. 3). Das Innere des Behälters ist also, abgesehen von den nicht weiter störenden Kopf-

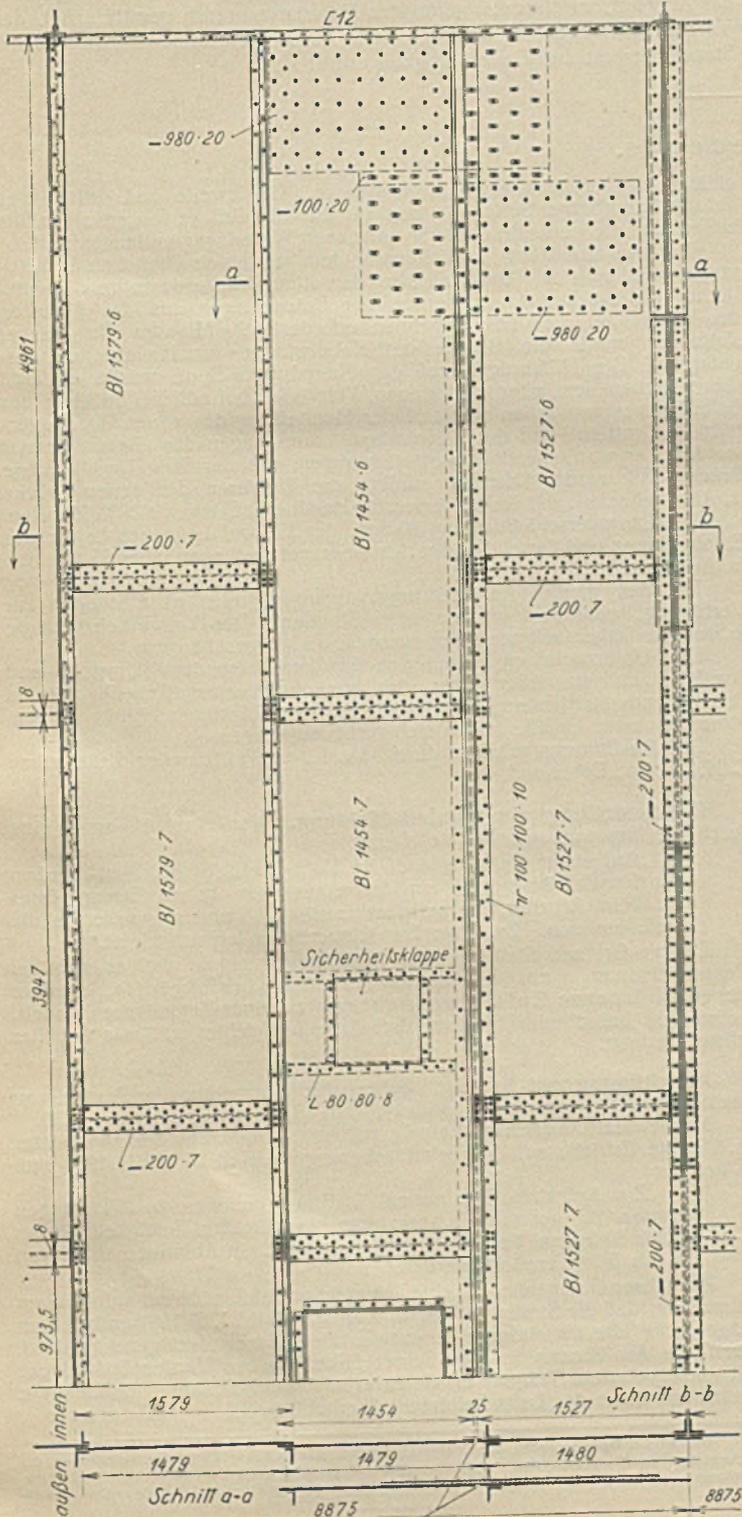


Abb. 5. Durchbildung der Bunkerwand mit Ausgleichfuge.

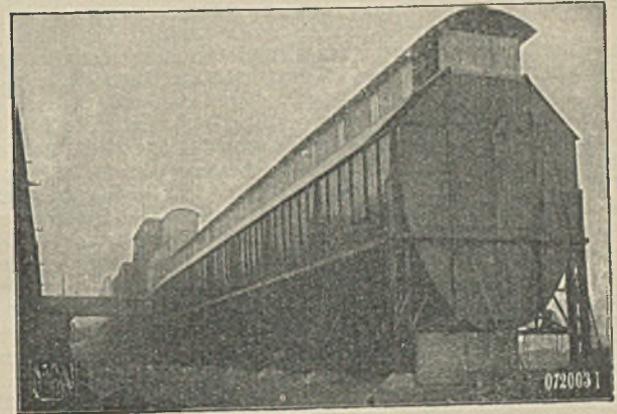


Abb. 1. Ansicht der Bunkeranlage.

streben unter den Bindern, vollständig glatt gehalten. Die Stützrahmen sind, wie die Abbildung zeigt, so ausgebildet, daß sich die Blechwandung des Bunkers im ganzen Umfang ohne irgendwelche Zwangung glatt einlegt. Infolge der günstigen Form der Behälterwand hätte für die Blechhaut eine ganz geringe Stärke genügt. Mit Rücksicht auf Abnutzung ist

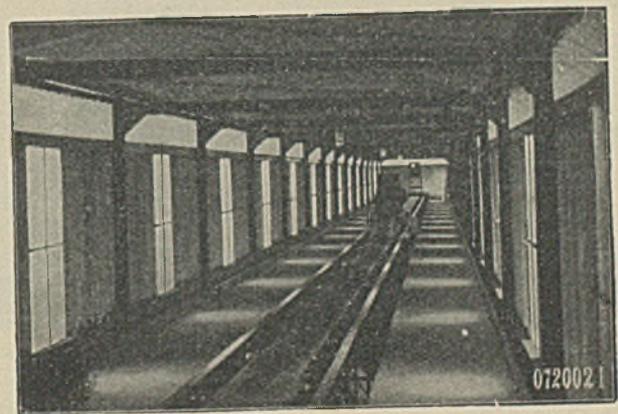


Abb. 4. Blick in den Dachaufbau mit Förderband.

dieselbe 7 mm stark ausgeführt worden. Sie dürfte sich ohne Gefährdung bis auf weniger als die Hälfte dieser Stärke verdünnen. Bei un gekrümmten Wänden wäre eine größere Blechstärke und weit kräftigere Ausbildung der Aussteifungsrippen erforderlich gewesen, wie sie bei den Endabschlüssen des Bunkers zur Ausführung gekommen sind, welche mit Rücksicht auf die Förderanlagen mit geraden Flächen ausgebildet wurden. Das Dach über dem Bunker ist mit Wellblech abgedeckt. Der das obere Förderband aufnehmende Dachaufbau ist mit beiderseits neben dem Band durchlaufenden, mit Riffelblech abgedeckten Bedienungsstegen versehen, welche durch die in die Seitenwände des Aufbaues eingefügten

Fenster reichlich Licht erhalten (Abb. 4). Zur Entlüftung ist oberhalb der Fenster ein Schlitz offen gelassen.

Da bei dem ohne Unterbrechung durchgehenden Bunkerkörper die durch Wärmeunterschiede hervorgerufenen Längenänderungen erhebliche Spannungen hervorrufen könnten, wurde etwa in der Mitte eine über den ganzen Bunker durchlaufende Dehnungsfuge eingelegt, deren Ausbildung aus Abb. 5 ersichtlich ist.

Die an der Bunkerunterseite angebrachten 30 Ausläufe sind mit leicht von Hand zu bedienenden Hebelverschlüssen ausgerüstet.

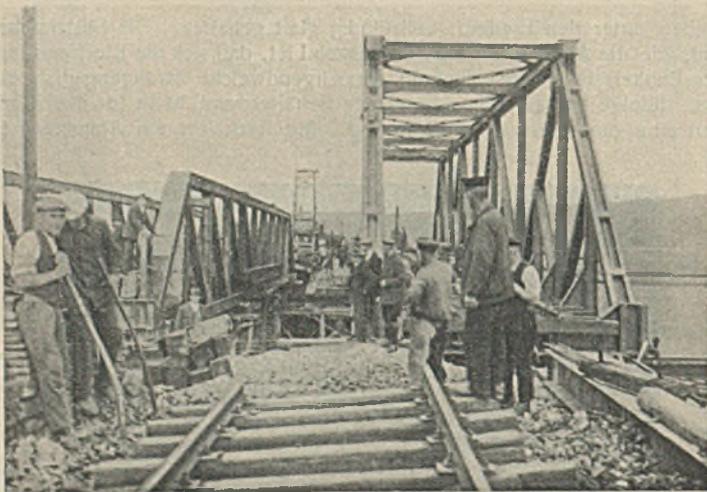
Bei der immerhin beträchtlichen Höhe der Kohlenschüttung im Bunker ist Selbstentzündung nicht ausgeschlossen. Um in solchen Fällen eine schnelle Entleerung der betr. Bunkerstelle zu ermöglichen, wurden insgesamt 16 gleichmäßig auf die ganze Länge verteilte größere Notverschlüsse an der Unterseite neben den Regelausläufen eingelassen, welche sich schnell mit einem Handgriff öffnen lassen. Um rechtzeitig zu erkennen, ob Brandnester im Entstehen sind, wurden in Abständen von etwa 4 m feststehende Gasrohre von den Bediensteten des oberen Förderbandes aus bis zum Behälterboden eingebaut, in welche von Zeit zu Zeit Thermometer zur Beobachtung der Temperaturen eingelassen werden.

### Verschiedenes.

**Brückenauswechslung bei Naumburg a. d. Saale.** Im Zuge der eingleisigen Strecke Naumburg—Teuchern überbrückt ein Stahlüberbau in km 1,148 die zweigleisige, sehr verkehrsreiche Hauptlinie Halle (Leipzig)—Erfurt-Süd bzw. Westdeutschland. Seitens der Reichsbahndirektion Erfurt, Reichsbahnoberrat Kilian, war die Auswechslung dieses Überbaues verfügt worden, weil er den neuen Lastenzügen nicht mehr genüge und seine Verstärkung nicht wirtschaftlich war. Die Bauleitung lag in den Händen des Betriebsamtes Weißenfels, Reichsbahnrat Spanaus.

Der vorhandene Überbau mit einer Spannweite von 36,20 m und einem Gewicht von rund 65 t wurde durch einen neuen Überbau aus St 48 für Lastenzug E im Gewicht von 154 t und einer Spannweite von 52 m ersetzt, um die überbrückte zweigleisige Hauptstrecke viergleisig ausbauen zu können. Die Brückenverlängerung erfolgte nach der Naumburger Seite zu. Daher mußte auf dieser Seite ein neues Widerlager geschaffen werden, während das Widerlager auf Teucherner Seite teilweise abgebrochen und neu aufgemauert wurde.

Der Umbau begann mit der Herstellung des neuen Widerlagers auf der Teucherner Seite im Schlitzverfahren; über die Baugrube wurde eine Hilfsbrücke verlegt. Der planmäßige Zugverkehr blieb, wenn auch mit verminderter Geschwindigkeit, im vollen Umfang aufrechterhalten.



Einfahren der neuen Brücke.

Etwa gleichzeitig mit den Arbeiten am Naumburger Widerlager begann die Aufstellung der für den Zusammenbau, das Einschleppen und Absetzen der Stahlkonstruktion erforderlichen Rüstungen. Die Aufstellung des Montagegerüsts erforderte 14 Werktagen.

Der Zusammenbau der Brücke wurde mit Hilfe eines Schwenkmastes in 15 Werktagen durchgeführt. Die Nietarbeiten erforderten weitere 20 Werktagen, so daß nach Ablauf von 35 Werktagen die neue Brücke einbaufertig auf die Verschiebbahnen abgesetzt werden konnte.

Während dieser Zeit war die teilweise Erneuerung des Widerlagers auf der Teucherner Seite durchgeführt. Die alte Brücke wurde durch Unterbau von stählernen Abstützböcken unter die Hauptträger abgefangen, und in Verlängerung der Längsträger zur Überbrückung des Widerlagers wurden Hilfsträger eingebaut.

Für die Verschiebung waren drei Verschiebbahnen angeordnet. Die erste, am Teucherner Widerlager entlangführend, diente als Rollbahn

Die gesamte Stahlkonstruktion wurde vom Werk Gustavsburg, alle Förderanlagen vom Werk Nürnberg der MAN geliefert und aufgestellt.

Bei der Herstellung des vorbeschriebenen Bunkers hat gegenüber der sonst üblichen Ausführung derartiger Bauwerke eine wesentliche Werkveredelung des Stahlmaterials bei gleichzeitiger beträchtlicher Gewichtseinsparung stattgefunden. Selbstverständlich erfährt dabei der Einheitspreis für die Stahlkonstruktion eine Steigerung. Bei dieser Gelegenheit darf darauf hingewiesen werden, daß der leider bei Auftraggebern übliche Grundsatz, Aufträge auf Stahlbauwerke möglichst nach den billigsten Einheitspreisen zu vergeben, nicht in allen Fällen gerechtfertigt erscheint, besonders für ein Land, das sich in der Lage wie Deutschland befindet. Die deutsche Stahlindustrie ist heute gezwungen, den Rohstoff zur Herstellung des Stahls von auswärts zu beziehen, das Geld hierfür geht also ins Ausland, dagegen bleiben die für die Veredelung gezahlten Löhne im Lande. Ähnlich liegt der Fall ja auch bei Verwendung hochwertigen Stahles. Allgemein volkswirtschaftlich gesehen, verdient also eigentlich das Angebot, welches den geringsten Materialverbrauch gewährleistet, den Vorzug, vorausgesetzt natürlich, daß im übrigen alle Bedingungen der Standsicherheit und Dauerhaftigkeit erfüllt sind.

gleichzeitig für die alte und neue Brücke. Die zweite und dritte lagen auf der Naumburger Seite; die eine für die alte Brücke war am alten, die andere für die neue Brücke war am neuen Widerlager entlanggeführt.

Die Auswechslung verlief nach dem allgemein üblichen Arbeitsvorgang reibungslos. Das Anheben der alten Brücke mittels hydraulischer Hebeböcke, das Entfernen der Brückenlager und das Absetzen der Brücke auf die Verschiebbahnen erforderte 20 Minuten. In gleicher Zeitdauer wurde die Brücke mit Kabelwinden für Handbetrieb ausgefahren. Die Hilfsbrücke auf der Naumburger Seite wurde entfernt. Der zwischen dem alten und neuen Widerlager befindliche Erdklotz des Bahndammes war schon während der Herstellung des neuen Widerlagers teilweise entfernt und durch Holzstapel zum Tragen des Gleises ersetzt worden, er wurde jetzt so weit abgetragen, bis der Weg für die neue Brücke frei wurde. Hierauf erfolgte das Einfahren der neuen Brücke (s. Abb.) ebenfalls mit Kabelwinden für Handbetrieb innerhalb 33 Minuten.

Die Längsverschiebung um 80 mm, der Einbau der neuen Lager, das Einnivellieren und das endgültige Absetzen auf die Lager nahm 65 Minuten in Anspruch.

Für den ganzen Auswechslungsvorgang standen rd. 8 Stunden zur Verfügung, gebraucht wurden rd. 6 Stunden. Der Zugverkehr konnte 2 Stunden früher aufgenommen werden, als vorgesehen war.

Die Umbauarbeiten erforderten insofern besondere Umsicht und Sorgfalt, als sie über einer der verkehrsreichsten Eisenbahnlinien Deutschlands stattfanden; der Betrieb durfte nicht eingeschränkt werden. Störungen oder Unfälle haben sich nicht zugetragen.

Die Ausführung erfolgte durch die Firma Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund.

**Richtigstellung einer Unfall-Meldung.** Vor einigen Tagen ging durch die Tagespresse folgende Notiz:

„Auf einem Fabrikgelände in Köln-Niehl (Stahlskelett-Neubau der Fordfabrik) stürzte ein Teil eines 50 m hohen Eisengerüsts ab. Fünf Arbeiter, die auf dem Gerüstteil standen, wurden in die Tiefe gerissen. Zwei wurden schwer, drei leicht verletzt.“

Die an Ort und Stelle erfolgte Besichtigung ergab, daß es sich bei diesem Einsturz nicht um einen Teil des Stahlskeletts, sondern um eine hölzerne Zufahrtvorrichtung zu einer Betondecke handelt. Es wurden bei diesem Einsturz drei Arbeiter leichter und ein Arbeiter schwer verletzt.

**Berichtigung zum Aufsatz:** „Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallsisolierungen in Gebäuden“, Heft 15, 16 u. 17, Jahrgang 1930.

Herr Baurat Doorentz, Leipzig, teilt mit: Am Schluß des Abschnittes Nr. 17 (Die Estriche auf den Schallsisolierungen), Heft 16, Seite 190, muß es heißen:

„Zur Aufnahme der normal in Frage kommenden Belastungen müssen für normale Temperaturen zweckmäßig Festigkeiten von 45 bis 60 kg/cm<sup>2</sup> bei 40 ° C und möglichst ein Abfallverhältnis von 50 bis 55 % erreicht werden.“

Bei dieser Gelegenheit möchte ich nicht verfehlen, darauf aufmerksam zu machen, daß die Steifigkeit der in Abb. 32 (Heft 17, S. 199) enthaltenen Trägerdecke (die als einfache Stegzementdielendecke dort gezeichnet ist) durch die Ausführung in Form einer „Koenenschen Voutenplattendecke mit einbetoniertem Träger“ erheblich erhöht werden kann. Durch diese Maßnahme sinkt der Luftschalldurchlaß erheblich. Doorentz.

**INHALT:** Dauerversuche mit Nietverbindungen. (Schluß) — Über die Berechnung der Deckenträger von Garagenbauten. — Kohlenbunker mit gewölbten Wänden. — **Verschiedenes:** Brückenauswechslung bei Naumburg a. d. Saale. — Richtigstellung einer Unfall-Meldung. — Berichtigung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.