

# DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

5. Februar 1942

Heft 5/6

## ÜBER VERSUCHE MIT BAUSTÄHLEN.

Von Otto Graf, Stuttgart.

DK 669.14:620.17

In den Jahren 1939 bis 1941 sind auf Vorschlag von Herrn Professor Dr. Fry gemeinsam mit Herrn Dr. Grosse in Peine und Herrn Direktor Hauttmann in Oberhausen Versuche über die Festigkeitseigenschaften von Baustählen ausgeführt worden, um zu erfahren:

- wie groß die Tragfähigkeit von Proben aus verschiedenartigem St 52 und aus verschiedenartigen anderen Baustählen mit kleinerer Festigkeit ist, wenn eine langdauernde ruhende Last wirkt;
- wie sich die Tragfähigkeit von I-Trägern unterscheidet, wenn die Träger aus verschiedenen Stählen gefertigt sind und außerdem eine verschiedene Behandlung erfahren haben.

Weiterhin war festzustellen:

- inwieweit sich die Tragfähigkeit der Stähle bei wiederholter Zugbelastung unterscheidet;
- ob sich die Stähle zu geschweißten Tragwerken eignen.

Die Herstellung der Stähle und zahlreicher Probekörper erfolgte in Peine und Oberhausen. Die Durchführung der im folgenden beschriebenen Versuche geschah — soweit nichts anderes vermerkt ist — im Institut für die Materialprüfungen des Bauwesens an der Technischen Hochschule Stuttgart<sup>1</sup>. Die Mittel für die in Stuttgart auszuführenden Versuche der Gemeinschaftsarbeit hat die Deutsche Forschungsgemeinschaft bereitgestellt. Der Arbeitsplan der Versuche wurde am 25. Februar 1939 in Stuttgart von Herrn Professor Dr. Fry, Herrn Dr. Grosse, Herrn Direktor Hauttmann und dem Berichter aufgestellt.

### 1. Chemische Zusammensetzung der geprüften Stähle.

Zahlentafel 1 enthält die Ergebnisse der Feststellungen in der Versuchsanstalt der Gutehoffnungshütte in Oberhausen (Schmelzen 96449, 99078, 104176, 99617, 106801 und 104814) und in der Versuchsanstalt des Peiner Walzwerks in Peine (Schmelzen 48917, 48918, 48808a, b, 48809a, b und c).

Bei den sechs Stählen aus der Gutehoffnungshütte handelt es sich zunächst um vier Sorten, die vom Berichter als St G bezeichnet sind, davon zwei mit Mo, zwei ohne Mo, von diesen der eine mit Al, der andere ohne Al. Alle vier Stähle waren normalgeglüht, die Stähle 96449 und 99078 überdies im Blechglühofen bis 600° angelassen. Der Gehalt an C betrug im Stahl<sup>2</sup> 96449 0,11...0,13%, im Stahl der Schmelze 99078 0,15...0,16%, in den zwei andern Stählen 0,18...0,20%. Der Gehalt an Si betrug bei drei Stählen 0,25...0,32%, beim Stahl aus der Schmelze 99078 0,37...0,39%; der Gehalt an Mn lag im Stahl der Schmelze 99078 am höchsten (1,13...1,19%), beim Stahl der Schmelze 99617 am niedrigsten (0,55...0,57%). Der Gehalt an Mo betrug bei den Stählen 96449 und 99078 0,17...0,20%, der Gehalt an Al im Stahl 96449 0,026...0,029%, im Stahl 99078 0,031...0,035% und im Stahl 99617 0,048...0,053%.

Die Stähle 106801 und 104814, von der Gutehoffnungshütte als St 52 bezeichnet, waren auch normalgeglüht; sie enthielten 0,19% C, ferner 0,60 bzw. 0,40% Si und 1,47 bzw. 1,15% Mn. Die Proben 104814 enthielten 0,025% Al.

<sup>1</sup> Die Durchführung der Versuche besorgten Herr Oberingenieur Munzinger und Herr Ingenieur Strey.

<sup>2</sup> Die chemische Analyse ist in der Regel an Proben von Blechen ausgeführt worden.

Vom Peiner Walzwerk sind zwei Sorten als St P und zwei Sorten als St 52 geliefert worden.

Von den St P blieb die Probe 48917 ohne Al, die andere enthielt 0,026% Al. Im übrigen unterschieden sich die beiden Stähle unerheblich (0,15 und 0,14% C, 0,45 und 0,55% Si, 0,91 und 0,94% Mn).

Auch bei den Proben aus St 52 lag der wesentliche Unterschied im Gehalt an Al. (Proben 48808 ohne Al, Proben 48809 mit Al.) Überdies enthielten die Proben 48808b und 48809c 0,40 bzw. 0,36% Cu gegen 0,13 und 0,12% Cu bei den andern Proben aus St 52. Die Proben 48809a und b unterschieden sich durch die Walztemperatur.

Die vom Peiner Walzwerk gelieferten Proben wurden bei den Schwellzugversuchen im Walzzustand geprüft, bei den Biegeversuchen unter 6) teilweise auch im geglühten Zustand.

### 2. Streckgrenze, Zugfestigkeit, Bruchdehnung und Querschnittsverminderung.

Die in Oberhausen und Peine festgestellten Werte von  $\sigma_{zF}$ ,  $\sigma_{zB}$ ,  $\delta$  und  $\psi$  sind in der Zahlentafel 1 angegeben. Es ist dabei zwischen Proben aus dem Kopf, aus der Mitte und aus dem Fuß des Blocks unterschieden, ferner nach der Walzrichtung, außerdem nach der Dicke der Bleche und der Breitflachstähle, aus denen die Proben stammen.

Die Proben sind für alle Stahlsorten aus den 50 mm dicken Blechen und Breitflachstählen entnommen worden; Proben aus 30 mm dicken Blechen und Breitflachstählen sind von acht Stählen geprüft worden.

Für die vier in Oberhausen hergestellten St G wurden mit Querproben aus 50 mm dicken Blechen folgende Grenzzahlen ermittelt:

$$\begin{aligned}\sigma_{zFu} &= 29 \dots 34,8 \text{ kg/mm}^2, \\ \sigma_{zB} &= 41,5 \dots 52,2 \text{ kg/mm}^2, \\ \delta_5 &= 21 \dots 32\%, \\ \psi &= 39 \dots 62\%.\end{aligned}$$

Die unteren Werte von  $\sigma_{zFu}$  und  $\sigma_{zB}$  lagen demnach bedeutend unter denen für St 52; die oberen Werte reichten bis zu den Sollwerten für St 52.

Die untere Streckgrenze und die Zugfestigkeit der St 52 aus Oberhausen (35,9...37,5 kg/mm<sup>2</sup> bzw. 54,8...59,7 kg/mm<sup>2</sup>) waren größer als die Mindestwerte, die die deutsche Reichsbahn fordert.

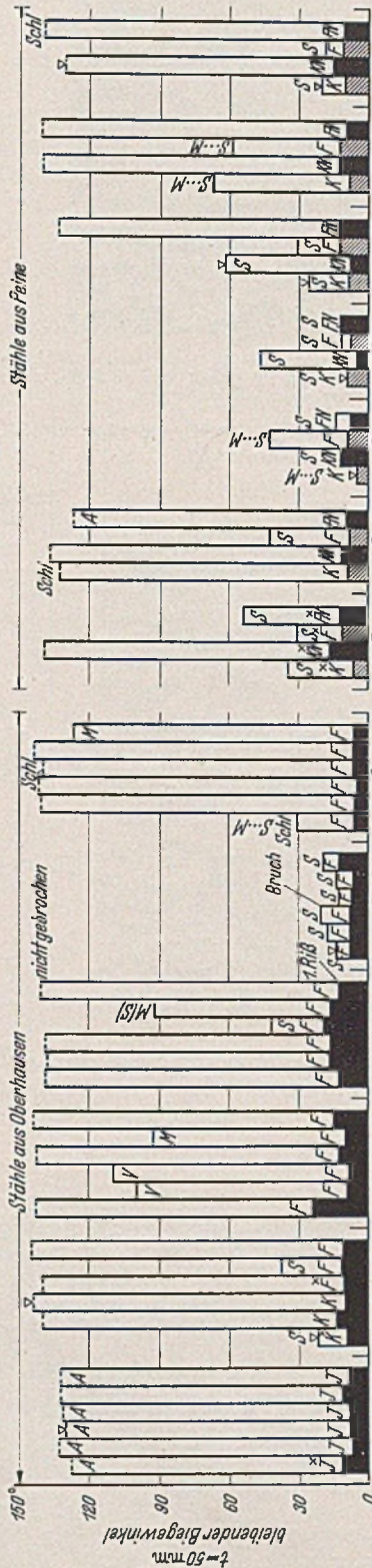
Die obere Streckgrenze  $\sigma_{zFo}$ <sup>3</sup> der Proben aus St P von Peine fand sich zu 27,4...29,0 kg/mm<sup>2</sup>; die Zugfestigkeit betrug 48,0 bis 48,7 kg/mm<sup>2</sup>. Die Streckgrenze lag bei den Proben aus der Schmelze 48917 etwas unter den kleinsten Werten der St G aus Oberhausen (Schmelze 96449); die Zugfestigkeit fiel dagegen erheblich höher aus.

Die Streckgrenze, die Zugfestigkeit, die Bruchdehnung und die Querschnittsverminderung der St P von Peine sind später an Proben aus den Flanschen von Trägern nochmals festgestellt worden. Näheres findet sich unter 6) sowie in Zahlentafel 4. Hiernach lag die obere Streckgrenze in den Trägern bei 30,4...34,3 kg/mm<sup>2</sup>, also höher als bei den Proben aus Breitflachstählen, wie zu erwarten war. Aus der Zahlentafel 4 ist ferner ersichtlich, daß die Streck-

<sup>3</sup> In Peine wurden nur Längsproben geprüft. — In Peine ist die obere, in Oberhausen die untere Streckgrenze für alle Stähle festgestellt.



In Abb. 5—10 ist das Gefüge von Proben aus St 52 von Peine Walzzustand verwendet wurden und beim Biegeversuch mit kleinem wiedergegeben; die Abb. 5, 6, 7 und 9 gehören zu Proben, die im Biegewinkel spröde brachen.



Schmelze	St G		St 52		St P		St 52	
	96 449	99 078	104 176	99 617	106 801	104 814	48 808 a	48 808 b
Stahlsorte	hart, mit Al		ohne Mo, ohne Al <sup>1</sup>		St 52, unlegiert ohne Al		St 52 ohne Al	
Zustand	Bei 920° normalgeglüht und bis rd. 600° angelassen		1 Std. bei 900° normalgeglüht		1 Std. bei 900° normalgeglüht		Walztemperatur: 1120 bis 1150 bis 1160 bis 1170 bis 1180 bis 1190 bis 1200° C (heiß gewalzt)	
Chemische Zusammensetzung <sup>a</sup>	C 0,11...0,13 Si 0,26...0,32 Mn 0,85...0,92 P 0,018...0,038 S 0,014...0,017 Cu 0,09...0,10 Mo 0,17...0,20 Al 0,026...0,029		C 0,19 Si 0,25...0,39 Mn 1,13...1,19 P 0,010...0,035 S 0,020...0,023 Cu 0,18 Mo 0,18...0,19 Al 0,031...0,035		C 0,19 Si 0,60 Mn 1,47 P 0,040 S 0,026 Cu 0,10 Mo 0,04 Al 0,025 <sup>10</sup>		C 0,18 Si 0,50 Mn 1,22 P 0,041 S 0,020 Cu 0,12 Mo 0,02	
Streckgrenze $\sigma_{2F}$	[29,0 <sup>11</sup> ]; — [29,0 <sup>12</sup> ]		[31,4 <sup>11</sup> ]; 33,3; 34,6 [30,7 <sup>11</sup> ]		[37,2 <sup>11</sup> ]; 38,4; 37,6 <sup>11</sup> ]; — [37,2 <sup>11</sup> ]		44,0 <sup>3</sup> ; 41,4 <sup>4</sup> ; 43,5 <sup>5</sup> ; 40,2 <sup>6</sup> ; 37,9 <sup>7</sup> ; 36,8 <sup>8</sup> ; 43,3 <sup>9</sup> ; 44,6 <sup>10</sup> ; 38,0 <sup>11</sup> ; 39,5 <sup>12</sup>	
Zugfestigkeit $\sigma_{2B}$	44,2; 41,5		51,4; 50,0		56,4; 59,7		55,4; 54,1; 57,3; 57,5; 55,0; 56,0	
Bruchdehnung $\delta$	32,2; —		21,0; 21,3		20,7; 22,0		22,0; 21,5; 20,0; 19,5; 21,0; 23,0	
Querschnittsverminderung $\psi$	62; —		—; 53		36; 36		60; 56; 54; 51; 42; 55	
Flachstäbe mit Bohrung	$\sigma_{zu} = 18 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{zu} = 14 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{zu} = 14 \text{ kg/mm}^2$		(F) 22 (F) 32 (F) 22		(F) 25 (F) 37 (F) 24 <sup>13</sup>		23 22 23 <sup>14</sup> 21	
Flachstäbe mit Stumpfnah	(F) < 16		(F) 17		(F) 19		21	

<sup>1</sup> Proben aus dem Kopf des Blockes, quer zur Walzrichtung entnommen.  
<sup>2</sup> Proben aus dem Fuß des Blockes, quer zur Walzrichtung entnommen.  
<sup>3</sup> Proben aus dem Kopf des Blockes entnommen.  
<sup>4</sup> Proben aus dem Fuß des Blockes entnommen.  
<sup>5</sup> Bei den Schmelzen 96 449 bis 104 814 in der Regel Analysen der rd. 20 bis 50 mm dicken Bleche; bei den Schmelzen 48 917 bis 48 809 Schmelzanalysen.  
<sup>6</sup> Der rd. 90 mm dicken Bleche und Wulstflachstäbe.  
<sup>7</sup> Stickstoffgehalt (N): 0,006%.  
<sup>8</sup> Blechanalysen vom Block-Kopf und Block-Fuß für 20 und 40 mm Blechdicke, Stickstoffgehalt (N): 0,005 und 0,006%.  
<sup>9</sup> Außerdem 0,012% As und 0,009% N.  
<sup>10</sup> Nur ein Probestab geprüft, der 2017 600 Lastspiele ertragen hat.  
<sup>11</sup> Außerdem 0,068% N<sub>2</sub> (Stickstoff).  
<sup>12</sup> Bruchbiegewinkel & etwas zu groß; Probe einseitig gebrochen.  
<sup>13</sup> Querproben. Die übrigen Proben für die Nutzwahlversuche und Dauer-Schweißversuche sind Längsproben.  
<sup>14</sup> Es bedeuten:  
 A = Anrisse im Werkstoff im Mittel bis 5 mm lang oder Anrisse nur in der Schweißnaht.  
 V = Verformungsbruch; mattgraue Bruchfläche.  
 M = Mischbruch.  
 S = „Spröder“ Bruch.  
 Schl = Spröder Aarß durch „wasrechte“ und „senkrechte“ Schichtung aufgefangen.  
<sup>15</sup> Walzhaut nur an einer Breitseite.

▽ Gefügebild des Grundwerkstoffes vorhanden.



Abb. 4. Gefüge des Werkstoffs des Probekörpers 106 801. E 1.  
(St. 52 unlegiert, ohne Al, GH1.)  
Nutschweißbiegeprobe:  $t = \text{rd. } 50 \text{ mm}$ ,  $l = 6 t + 100 \text{ mm}$ ,  $\alpha_R = 8^\circ$ ,  $\alpha = 14^\circ$ .

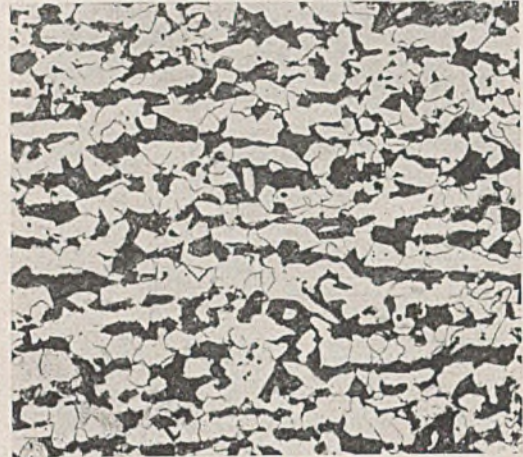


Abb. 5. Gefüge des Werkstoffs des Probekörpers 48 808a. 2 K.  
(St 52 P, Walzzustand.)  
Nutschweißbiegeprobe:  $t = \text{rd. } 50 \text{ mm}$ ,  $l = 6 t + 100 \text{ mm}$ ,  $\alpha_R = 5,5^\circ$ ,  $\alpha = 5,5^\circ$ .



Abb. 6. Gefüge des Werkstoffs des Probekörpers 48808 b. 3 K.  
(St 52 P, Walzzustand.)  
Nutschweißbiegeprobe:  $t = \text{rd. } 50 \text{ mm}$ ,  $l = 6 t + 100 \text{ mm}$ ,  $\alpha_R = 9,5^\circ$ ,  $\alpha = 9,5^\circ$ .

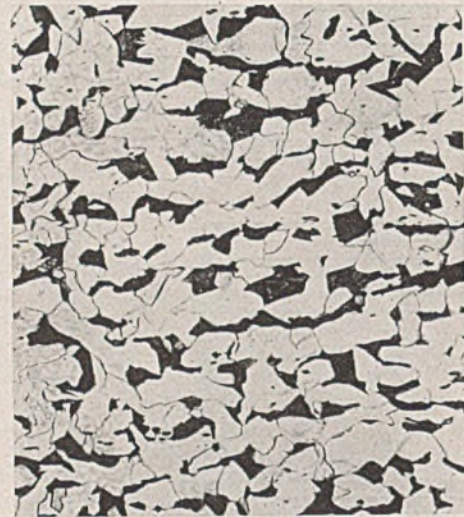


Abb. 7. Gefüge des Werkstoffs des Probekörpers 48809 a. 4 K.  
(St 52 P, Walzzustand.)  
Nutschweißbiegeprobe:  $t = \text{rd. } 50 \text{ mm}$ ,  $l = 6 t + 100 \text{ mm}$ ,  $\alpha_R = 8,5^\circ$ ,  $\alpha = 26^\circ$ .



Abb. 8. Gefüge des Werkstoffs des Probekörpers 48 809 a. 4 KN.  
(St 52 P, mit Al, normalgeglüht.)  
Nutschweißbiegeprobe:  $t = \text{rd. } 50 \text{ mm}$ ,  
 $l = 6 t + 100 \text{ mm}$ ,  $\alpha_R = 8^\circ$ ,  $\alpha = 62^\circ$ .



Abb. 9. Gefüge des Werkstoffs des Probekörpers 48 809 c. 1 K.  
(St 52 P, Walzzustand.)  
Nutschweißbiegeprobe:  $t = \text{rd. } 50 \text{ mm}$ ,  
 $l = 6 t + 100 \text{ mm}$ ,  $\alpha_R = 10^\circ$ ,  $\alpha = 21^\circ$ .

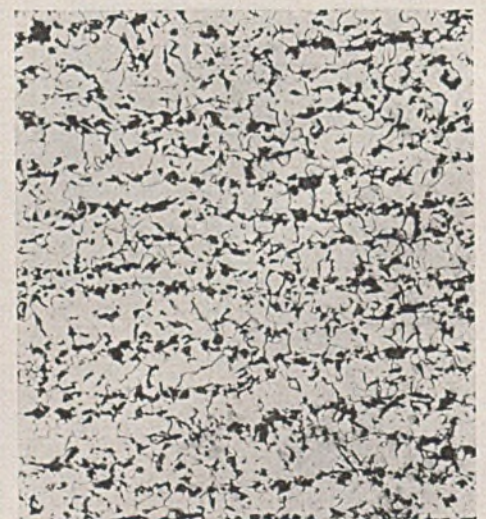


Abb. 10. Gefüge des Werkstoffs des Probekörpers 48 809 c. 1 KN.  
(St 52 P, mit Al, normalgeglüht.)  
Nutschweißbiegeprobe:  $t = \text{rd. } 50 \text{ mm}$ ,  
 $l = 6 t + 100 \text{ mm}$ ,  $\alpha_R = 15^\circ$ ,  $\alpha = > 131^\circ$ .

#### 4. Schwellzugfestigkeit von Flachstäben mit Bohrung.

Aus 20 mm und 40 mm dicken Blechen und Breitflachstähen<sup>5</sup> wurden Proben nach Abb. 11 und 12 hergestellt. An den breiten Flächen verblieb in der Regel die Walzhaut; die schmalen Flächen waren längs gehobelt, die Bohrung sauber aufgerieben und an den Rändern abgegratet.

Mit 20 mm dicken Proben aus allen Stahlsorten wurde die Schwellzugfestigkeit  $\sigma_{z0}$  gesucht, die über  $\sigma_{zu} = 1 \text{ kg/mm}^2$  2 Mio. mal getragen wurde. Mit Proben aus acht Stahlsorten wurde  $\sigma_{z0}$  außerdem über  $\sigma_{zu} = 14 \text{ kg/mm}^2$  gesucht. Mit 40 mm dicken Proben ist die Schwellzugfestigkeit bei zehn Stahlsorten, ausgehend von  $\sigma_{zu} = 1 \text{ kg/mm}^2$ , bestimmt worden.

Die Zahl der Lastspiele je Minute betrug bei den 20 mm dicken Probestäben, die bei  $\sigma_{zu} = 1 \text{ kg/mm}^2$  geprüft wurden,  $n = \text{rd. } 665$ , bei den 20 mm dicken Probestäben, die mit  $\sigma_{zu} = 14 \text{ kg/mm}^2$  belastet waren, und bei den 40 mm dicken Probestäben  $n = \text{rd. } 250$ . Die Ergebnisse finden sich in Zahlentafel 1 unten.

Hiernach betrug die Schwellzugfestigkeit  $\sigma_{z0}$  ausgehend von  $\sigma_{zu} = 1 \text{ kg/mm}^2$ :

- für 20 mm dicke Proben aus St G und St P, ohne Al, 22 und 24  $\text{kg/mm}^2$ ,
- für 20 mm dicke Proben aus St G und St P, mit Al, 20, 24, 22 und 23  $\text{kg/mm}^2$ ,
- für 40 mm dicke Proben aus St G und St P, ohne Al, 22 und 22  $\text{kg/mm}^2$ ,
- für 40 mm dicke Proben aus St G und St P, mit Al, 20, 22, 22 und 22  $\text{kg/mm}^2$ ;

ferner:

- für 20 mm dicke Proben aus St 52, ohne Al, 25, 23 und 23  $\text{kg/mm}^2$ ,
- für 20 mm dicke Proben aus St 52, mit Al, 23, 22, 22 und 20  $\text{kg/mm}^2$ ,
- für 40 mm dicke Proben aus St 52, ohne Al, 24 und 24  $\text{kg/mm}^2$ ,
- für 40 mm dicke Proben aus St 52, mit Al, 20 und 23  $\text{kg/mm}^2$ .

Hiernach haben die Proben mit Al mit den Grenzwerten und im Mittel etwas kleinere Schwellzugfestigkeiten (ausgehend von  $\sigma_{zu} = 1 \text{ kg/mm}^2$ ) geliefert als die Proben ohne Al.

Die Werte für St 52 waren im Mittel nicht oder nur unerheblich größer als die Werte für St G und St P.<sup>6</sup>

Die Schwellzugfestigkeit über  $\sigma_{zu} = 14 \text{ kg/mm}^2$  fand sich

- für Proben aus St G und St P zu 28...32  $\text{kg/mm}^2$ ,
- für Proben aus St 52 zu 34...37  $\text{kg/mm}^2$ ,

also für St 52 deutlich höher als für St G und St P.

Die Schwellzugfestigkeit  $\sigma_{z0}$ , die über  $\sigma_{zu} = 14 \text{ kg/mm}^2$  ermittelt worden ist, lag bei den untersuchten Proben bis rd. 5  $\text{kg/mm}^2$  unter der oberen Streckgrenze.

<sup>5</sup> Bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse ist folgendes zu beachten: In Oberhausen sind 20, 30, 40 und 50 mm dicke Bleche gewalzt worden, aus denen die Proben entsprechender Dicke entnommen worden sind. — In Peine wurden von den Stählen St P 30, 40 und 50 mm dicke und 250 mm breite Wulstflachstähe sowie Träger IP 28 gewalzt; die St 52 wurden als Wulstflachstähe 500 × 50 mm ausgewalzt; außerdem wurden von den Schmelzen 48808a und 48809a Träger IP 28 ausgewalzt. Aus diesen Walzprofilen wurden die Nutschweißbiegeproben unter 7) so entnommen, daß die beiden Breitseiten und eine Schmalseite im Walzzustand erhalten blieben. Die 40 mm dicken Probestäbe zu den Versuchen unter 4) wurden bei den Stählen St P aus den Wulstflachstähen 250 × 40 mm, bei den Stählen St 52 aus Wulstflachstähen 500 × 50 mm entnommen; die Probestäbe aus St 52 trugen dementsprechend nur an einer Breitseite die Walzhaut. Die 20 mm dicken Probestäbe aus den Schmelzen 48917, 48918, 48808a und 48809a wurden, soweit sie geprüft sind, aus den Flanschen der IP 28 herausgearbeitet; nur für die geschweißten Proben der Schmelze 48918 wurde Wulstflachstahl 250 × 30 mm nachträglich auf 20 mm Dicke heruntergewalzt. Die 20 mm dicken Proben aus den Schmelzen 48808b, 48809b und 48809c wurden durch nachträgliches Dünnerwalzen von Wulstflachstähen 500 × 50 mm gewonnen.

<sup>6</sup> Vgl. Bauing. 19 (1938) S. 521, sowie Heft 5 der Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, S. 18 f.

Eine Beziehung zwischen der Schwellzugfestigkeit und der Streckgrenze der Stähle kann den Zahlenreihen nicht entnommen werden.

#### 5. Widerstandsfähigkeit unter lang dauernder Zugbelastung.

Für die Wahl der zulässigen Anstrengung muß u. a. bekannt sein, welche Anstrengung bei lang dauernder ruhender Last getragen wird, vor allem um wieviel die Nennspannung dieser Last unter der Fließgrenze bleiben muß.

Um hierzu Aufschlüsse zu erhalten, sind die in Zahlentafel 2, Spalten 3 und 4, aufgeführten Proben einer lang dauernden Zugbelastung unterworfen worden, die 6 bis 19% unter der Last der oberen Streckgrenze lag. Die Dauer der Belastung betrug 17,5 bis 168 Stunden. Bei allen Versuchen wurden die Verlängerungen der Stäbe fortlaufend gemessen.

Die Durchführung der Versuche geschah bei 20 bis 30° C im Institut für die Materialprüfungen des Maschinenbaus in gleicher Weise wie bei Dauerstandsversuchen nach DIN DVM 118. Die Abmessungen der Probestäbe sind in Abb. 13 angegeben.

Die Ergebnisse der Versuche sind in den Zahlentafeln 2 und 3 sowie in Abb. 14 und 15 wiedergegeben. Zahlentafel 2 enthält in den Spalten 5 bis 11 die Beobachtungen beim gewöhnlichen Zugversuch nach DIN 1605; in den Spalten 13 bis 15 ist die 0,2% Dehngrenze angegeben; in den Spalten 17 bis 21 finden sich Feststellungen

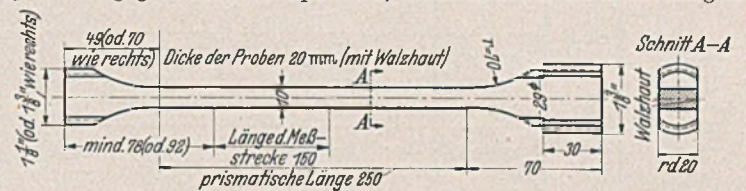


Abb. 13. Abmessungen der Proben für die Dauerstandszugversuche.

über die 0,2%-Dehngrenze an Stäben, die lange Zeit mit den in Spalte 17 genannten Spannungen beansprucht waren. In Spalte 22 ist angegeben, daß die 0,2%-Dehngrenze der lange belastet gewesenen Stäbe zum 0,99 bis 1,11fachen der 0,2%-Dehngrenze von Stäben ermittelt wurde, die nicht der lang dauernden Zugbelastung unterworfen waren. Hieraus ergibt sich zunächst, daß die Stäbe zu den beiden Versuchsgruppen offenbar gleichwertig waren, weil die lange dauernden Belastungen keine deutliche Abminderung, in der Regel eine kleine Erhöhung der 0,2%-Dehngrenze brachten.

Aus den Spalten 23 und 24 ergibt sich, daß die 0,2%-Dehngrenze im Einlieferungszustand zum 0,90 bis 1,03fachen, im Mittel zum 0,97fachen der oberen Streckgrenze und zum 0,96 bis 1,03fachen, im Mittel zum 1,01fachen der unteren Streckgrenze gefunden wurde; dabei ist zunächst zu beachten, daß die 0,2%-Dehngrenze an besonderen Proben bestimmt worden ist. Man kann deshalb annehmen, daß die 0,2%-Dehngrenze im Mittel an der unteren Streckgrenze lag.

Abb. 14 gibt über das Verhalten von Proben Auskunft, die von der Gutehoffnungshütte stammen. Zu der Dauer der Belastung ist die jeweils gemessene gesamte Dehnung aufgetragen; die wirksam gewesene Anstrengung ist auf den Linienzügen eingetragen.

Stab 617. F1 aus St G 99617 war zunächst während 17,5 Stunden mit  $\sigma_{zD} = 26,5 \text{ kg/mm}^2$ , d. i. mit 90% der Anstrengung zur 0,2%-Dehngrenze belastet. Später folgte  $\sigma_{zD} = 28,0 \text{ kg/mm}^2$ . Die zugehörigen Linienzüge der Abb. 14 zeigen, daß die Verlängerungen unter  $\sigma_{zD} = 28,0 \text{ kg/mm}^2$  lange Zeit gewachsen sind; in den letzten 20 Stunden (von der 124. bis zur 144. Stunde) ist die Dehnung des Stabs nicht mehr gewachsen. Nach der Entlastung des Stabs auf  $\sigma_z = 1 \text{ kg/mm}^2$  sind 0,123% als bleibende Dehnung festgestellt worden. Aus diesem Versuch kann man entnehmen, daß der Stahl des Stabs 617. F1 (St G 99617 mit Al) mit  $\sigma_{zD} = 28,0 \text{ kg/mm}^2$  beliebig lange belastet werden kann, ohne daß unzulässige bleibende Dehnungen zu erwarten sind.

Der Stab 617. F2 (aus derselben Stahlsorte wie der genannte Stab 617. F1) ist ebenfalls mit  $\sigma_{zD} = 28,0 \text{ kg/mm}^2$  belastet worden. Die Dehnungen blieben am Stab 617. F2 kleiner als am Stab 617. F1,

Zahlentafel 2. Ergebnisse der Zugversuche, die in der Materialprüfungs-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Zugversuche nach DIN 1605; Probestäbe im Anlieferungszustand										
Lieferwerk	Stahl-sorte	Be-zeichnung der Schmelze (gemäß Angabe)	Bezeichnung der Probestäbe	Streckgrenze		Zug-festigkeit $\sigma_{zB}$ kg/mm <sup>2</sup>	Streck-grenzen-verhältnis $\sigma_{zFo} : \sigma_{zB}$	Bruch-dehnung $\delta_{10}$ %	Bruchquer-schnitts-verminderung $\psi$ %	Verhalten an der Streckgrenze (nach dem Belastungs-Dehnungs-Diagramm)
				obere $\sigma_{zFo}$ kg/mm <sup>2</sup>	untere $\sigma_{zFu}$ kg/mm <sup>2</sup>					
Gutehoffnungshütte Oberhausen	St G	99 617	617. F. 2. A	32,6	30,7	47,4	0,69	27,5	62	Ausgeprägte Streckgrenze; langes Fließen an der unteren Streckgrenze
		96 449	—	—	—	—	—	—	—	—
	St 52	91 580	91 580. F. 2. A 91 580. F. 2. B	36,4 38,3	35,1 36,6	53,5 53,5	0,69 0,72	18,6 23,2	47 47	Ausgeprägte Streckgrenze; längeres Fließen an der unteren Streckgrenze
		104 814	104 814. 2. A 104 814. 2. B	35,5 35,9	34,5 35,2	52,3 53,2	0,68 0,67	19,8 24,4	57 56	Ausgeprägte Streckgrenze; längeres Fließen an der unteren Streckgrenze
Ilseeder Hütte, Abteilung Peiner-Walzwerk, Peine	St P	48 917	917.4 917.6	32,4 32,1	30,7 30,4	49,3 49,2	0,66 0,65	29,1 29,9	68 69	Ausgeprägte Streckgrenze; langes Fließen an der unteren Streckgrenze
		48 918	918.4 918.6	31,0 32,3	30,6 30,3	48,5 47,5	0,64 0,68	29,4 27,2	71 72	Ausgeprägte Streckgrenze; langes Fließen an der unteren Streckgrenze
	St 52	48 808 a	808.4 808.6	(32,3) 37,8	(31,1) 37,7	(48,5) 59,1	0,67 0,64	26,5 25,5	70 68	Ausgeprägte Streckgrenze; langes Fließen an der unteren Streckgrenze
		48 809 a	809.4 809.6	37,6 37,3	35,7 36,6	54,0 53,0	0,70 0,68	26,2 26,6	71 70	Ausgeprägte Streckgrenze; langes Fließen an der unteren Streckgrenze

Zahlentafel 3. Ergebnisse der Versuche mit lang dauernder Zugbelastung.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
Lieferwerk	Stahl-sorte	Bezeichnung der Schmelzen	Bezeichnung der Probestäbe	Zugspannung der Probestäbe bei den Dauerstandzugversuchen				Mittlere Kriechgeschwindigkeit, 10 <sup>-4</sup> %/Std.							Gesamte Dauer der Wirk-samkeit der Zugspannung $\sigma_{zE}$ Stunden	Bleibende Dehnung am Ende der Dauerstandzugversuche <sup>3</sup>		Temperatur der Luft im Versuchsraum während der Dauerstandzugversuche °C	
				$\sigma_{zD}$ kg/mm <sup>2</sup>	in % der 0,2-Grenze $\sigma_{z0,2}$ %	in % der oberen Streckgrenze $\sigma_{zFo}$ %	in % der unteren Streckgrenze $\sigma_{zFu}$ %	von der 6. bis zur 12. Minute	von der rd. 14. bis zur rd. 24. Stunde		von der rd. 80. bis zur rd. 100. Stunde		während der letzten 20 Stunden			sofort nach der Entlastung %	10 min nach der Entlastung %		
									Be-zugszeit Stunden	Kriech-geschwin-digkeit Stunden	Bezugszeit Stunden	Kriech-geschwin-digkeit Stunden	Bezugszeit Stunden	Kriech-geschwin-digkeit Stunden					
Gutehoffnungshütte, Oberhausen	St G	mit Al	99 617	617. F. 1	26,5	90	81	86	10	—	—	—	—	—	17,5	0,0034	—	23—24	
			—	—	28,0	95	86	91	14—24	21,0	80—100	0,5	124—144	0	143,7	0,1228	—	22—29	
			617. F. 2	28,0	95	86	91	50	15—25	2,8	78—95	0,9	143—168	1,0	168,2	0,0611	0,0607	15,0—20,6	
	St 52	mit Al	96 449	96 449. F. 2	26,1	90	—	—	170	13—24	0	—	—	—	24	0,0316	0,0316	27,3—29,9	
			—	—	27,5	95	—	—	1000	14—24	0,5	—	—	11—31	0,5	31,25	0,1119	0,1117	27,3—28,2
			91 580	91 580. F. 1	32,4	90	87	91	340	13—24	0,3	—	—	—	24,25	0,0536	0,0529	26,9—28,6	
St 52	mit Al	104 814	104 814. I. B	34,2	95	92	96	(1050) <sup>2</sup>	12—25	0,8	—	—	29—48	0,2	48,35	0,2492	0,2487	27,0—28,2	
		—	—	32,4	90	91	93	60	16—24	0,5	80—98	0,1	96—116	0,2	116	0,0176	0,0174	22—25,2	
Ilseeder Hütte, Abt. Peiner Walzwerk, Peine	St P	ohne Al	48 917	917.3	27,9	90	87	91	80	16—24	0,4	76—100	0,1	76—100	0,1	100	0,0221	0,0219	19,3—21,6
			48 918	918.3	27,0	90	85	89	80	16—25	2,3	81—100	0,3	81—100	0,3	100,5	0,0240	0,0243	18,7—21,4
	St 52	mit Al	48 808	808.3	35,1	90	93	93	(55) <sup>1</sup>	14—24	2,2	79—100	0,5	79—100	0,5	99,75	0,0243	0,0229	18,8—23,0
			48 809	809.3	33,3	90	89	92	30	15—25	0,8	79—100	0,1	100—121	0,5	121	—	—	20,0—21,2
—	—	—	—	35,1	95	94	97	530	13—23	3,6	—	—	36—56	1,1	56	1,3833	1,3827	19,2—21,2	

<sup>1</sup> Von der 6. bis zur 18. Minute.

<sup>2</sup> Von der 12. bis zur 18. Minute.

<sup>3</sup> Bei  $\sigma_z = 1$  kg/mm<sup>2</sup>.

anstalt Stuttgart mit Probestäben nach Abb. 13 durchgeführt worden sind.

Zugversuche zur Bestimmung der 0,2%-Dehngrenze												
Probestäbe im Anlieferungszustand				Probestäbe nach dem Dauerstandzugversuch						Verhältnis		
Bezeichnung der Probestäbe	Größe der Spannungsstufen in der Nähe der 0,2%-Dehngrenze kg/mm <sup>2</sup>	0,2%-Dehngrenze $\sigma_{20,2 A}$ kg/mm <sup>2</sup>	Verhalten an der 0,2%-Dehngrenze	Bezeichnung der Probestäbe	Zugspannung beim Dauerstandzugversuch		Größe der Spannungsstufen in der Nähe der 0,2%-Dehngrenze kg/mm <sup>2</sup>	0,2%-Dehngrenze $\sigma_{20,2 D}$ kg/mm <sup>2</sup>	Verhalten an der 0,2%-Dehngrenze	Verhältnis $\frac{\sigma_{20,2 D}}{\sigma_{20,2 A}}$	$\frac{\sigma_{20,2 A}}{\sigma_{zFo}}$	$\frac{\sigma_{20,2 A}}{\sigma_{zFu}}$
					$\sigma_{zD}$ kg/mm <sup>2</sup>	in % von $\sigma_{20,2 A}$						
617. F. 1	0,5	29,5	Rasches Fließen	617. F. 1	26,5	90	0,4	30,2	Rasches Fließen	1,02	0,90	0,96
				617. F. 2	28,0	95						
96 449. F. 2	1,0	29,0	Rasches Fließen	96 449. F. 2	26,1	90	0,5	29,8	Rasches Fließen	1,03	—	—
91 580. F. 1	1,0	36,0	Rasches Fließen	91 580. F. 1	32,4	90	0,5	38	Rasches Fließen	1,06	0,97	1,01
104 814. 1 A	0,5	36	Rasches Fließen	104 814. 1 B	32,4	90	0,5	36,5	Rasches Fließen	1,01	1,01	1,03
917.1	1,0	31	Fließen	917.3	27,9	90	0,5	31,9	Rasches Fließen	1,03	0,96	1,02
917.2	1,0	31										
918.1	2,0	31	Fließen	918.3	27,0	90	1,0	32,0	Rasches Fließen	1,03 u. 1,10	0,95	0,99
918.2	1,0	29										
808.1	1,0	39	Fließen	808.3	35,1	90	0,5	38,5	Rasches Fließen	0,99	1,03	1,03
808.2	1,0	39										
809.1	1,0	(32)	Fließen	809.3	33,3	90	0,5	41,0	Fließen	1,11	0,99	1,02
809.2	1,0	37										

wie aus der Lage der zugehörigen Linienzüge in Abb. 14 ohne weiteres zu erkennen ist: allerdings kamen die Dehnungen des Stabs 617. F.2 während 168 Stunden noch nicht zur Ruhe. Die bleibende Dehnung des Stabs 617. F.2 betrug 10 Minuten nach dem Versuch unter  $\sigma_z = 1 \text{ kg/mm}^2$  nur 0,061%.

Proben aus St 52 etwas größer gewesen als für die Proben aus St P, vgl. Zahlentafel 3, Spalte 13.

Aus den bisher geschilderten Beobachtungen über das Verhalten der genannten Stähle bei lang dauernder Last ist zu entnehmen, daß  $\sigma_{zD}$  unter den gewählten Umständen 90% der Bela-

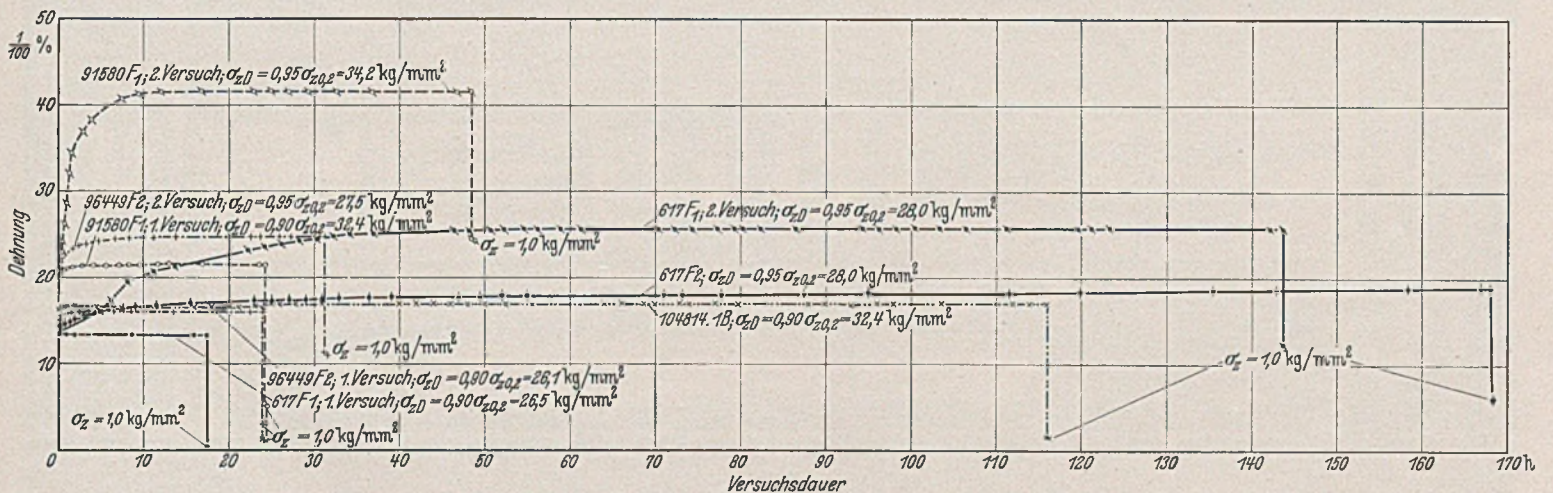


Abb. 14. Ergebnisse der Dauerstandzugversuche mit Proben aus Oberhausen.

Weiter ist in Abb. 14 bemerkenswert, daß der Stab 104 814. 1 B aus St 52 mit  $\sigma_{zD} = 32,4 \text{ kg/mm}^2$  nahezu die gleiche gesamte Dehnung lieferte wie der Stab 617. F.2 aus St G unter  $\sigma_{zD} = 28,0 \text{ kg/mm}^2$ .

In Abb. 15 sind die Linienzüge der Proben 917. 3 und 918. 3 (aus St P) mit den Linienzügen zu den Proben 808. 3 und 809. 3 (aus St 52) zu vergleichen. Die Dehnungen waren fast gleich groß bei  $\sigma_{zD} = 27,9$  bzw.  $27,0 \text{ kg/mm}^2$  für St P und  $\sigma_{zD} = 35,1$  bzw.  $33,3 \text{ kg/mm}^2$  für St 52. Allerdings ist dabei die Geschwindigkeit der Längenänderungen während der 80. bis 100. Stunde für die

stung zur 0,2%-Dehngrenze erreichen darf, ohne daß unzulässige, bleibende Formänderungen auftreten. Diese Verhältnisse scheinen für die geprüften Stähle nicht wesentlich verschieden zu sein.

Die Stäbe 918. 5 aus St P von Peine und 809. 5 aus St 52 von Peine sind über einer Grundlast von  $\sigma_{zu}$  gleich der 0,8fachen Anstrengung an der 0,2%-Dehngrenze einer Schwellbelastung vom 0,1fachen der Anstrengung an der 0,2%-Dehngrenze 2,63 bzw. 2,49 Millionen mal unterworfen worden. Bei diesen Versuchen

entstand keine mit gutem Metallmaßstab erkennbare bleibende Dehnung (Länge der Meßstrecke 150 mm). Der Stab 809.5 ist weiterhin mit der gleichen Schwingweite der Schwellbelastung nach

stung das 0,98fache der bezogenen Anstrengung erreichte; 3,83 Millionen mal ist diese Belastung hervorgerufen worden. Auch damit entstand keine mit dem Metallmaßstab erkennbare bleibende Dehnung.

Hier zeigte sich wieder, daß die Tragfähigkeit sehr nahe der 0,2%-Dehnungsgrenze lag.

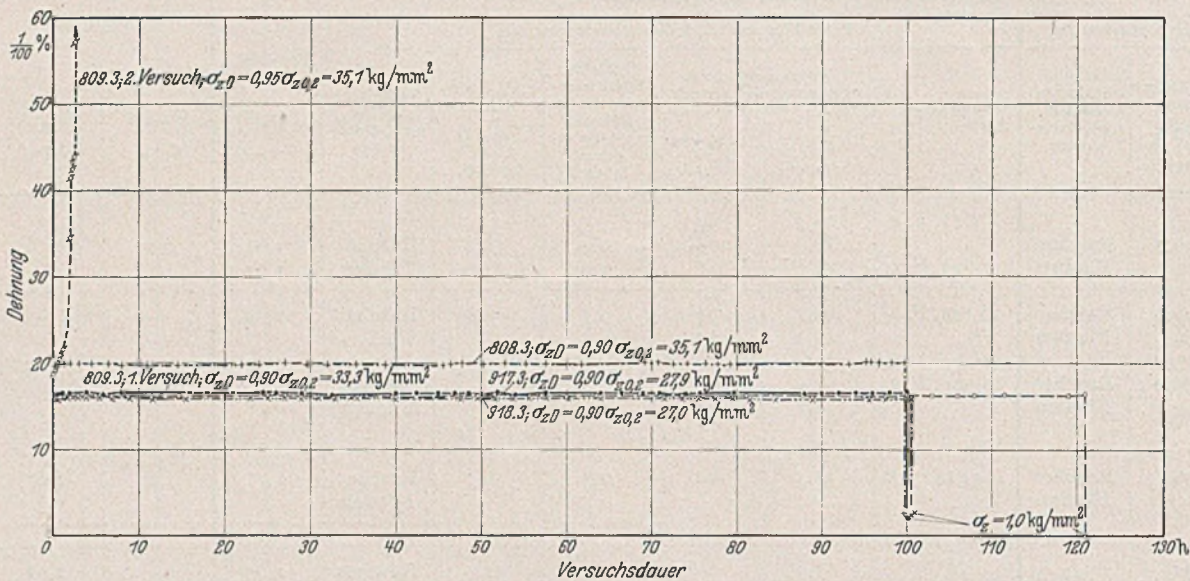


Abb. 15. Ergebnisse der Dauerstandszugversuche mit Proben aus Peine.

### 6. Tragfähigkeit von I Trägern.

Aus den Peiner Stählen 48917 St P, 48918 St P, 48808a St 52, 48809a St 52 sind Träger IP 28 nach Abb. 16 u. 17 hergestellt worden. Die Länge der Träger betrug 4400 mm. Bei den Auflagern und bei den Belastungsstellen waren Aussteifungen elektrisch eingeschweißt und zwar mit Elektroden „Primus“ der Firma Schorch.

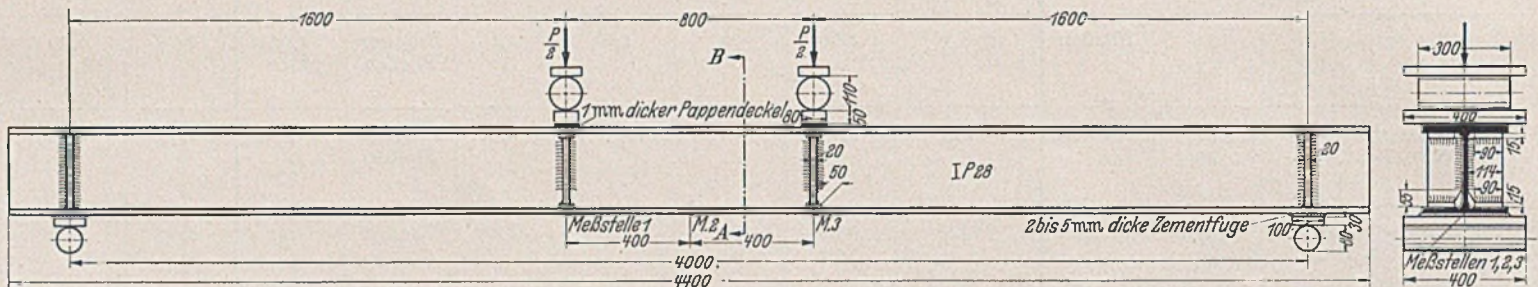


Abb. 16. Abmessungen der Träger und der Belastungseinrichtung für die Biegeversuche.

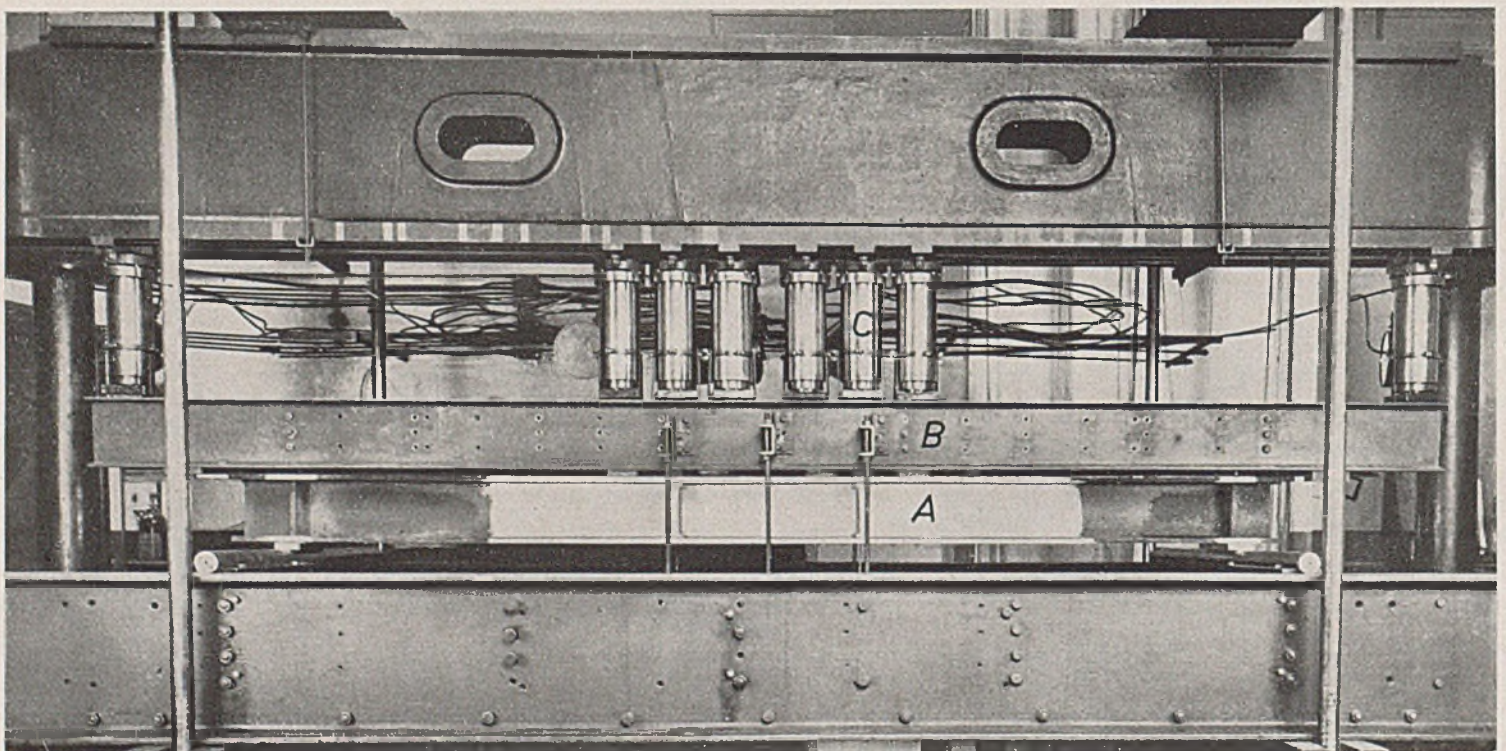


Abb. 18. Einrichtung für den Biegeversuch mit Trägern nach Abb. 16.

A Versuchskörper; B Meßtisch zur Bestimmung der Senkungen der Versuchskörper; C Pressen für die Belastung der Versuchskörper.

Erhöhung von  $\sigma_{20}$  auf das 0,85fache der Anstrengung bei der 0,2%-Dehnungsgrenze 2,78 Millionen mal beansprucht worden. Schließlich ist die Grundbelastung auf das 0,88fache der Anstrengung an der 0,2%-Dehnungsgrenze gesteigert worden, so daß die obere Grenzbelas-

Von den Stählen 48917 St P und 48918 St P sind je ein Träger normalgeglüht<sup>7</sup> und spannungsfrei geglüht<sup>7</sup> geprüft worden; je ein bzw. zwei weitere Träger wurden ohne besondere Behandlung

<sup>7</sup> Das Glühen erfolgte nach dem Einschweißen der Versteifungen.



zur Prüfung gebracht. Von den Stählen 48808a St 52 und 48809a St 52 sind je zwei Träger geprüft worden; sie waren keiner Warmbehandlung unterzogen.

Die Prüfung der Träger erfolgte gemäß Abb. 16. Die Belastung erfolgte in Stufen derart, daß die Anstrengung am Trägerrand 10,

der Querschnitte unter den Laststellen gegenüber den Querschnitten über den Auflagern eingetragen. Der ausgezogene gerade Linienzug zeigt jeweils die Einsenkungen, die sich rechnerisch ergeben, wenn der Elastizitätsmodul des Stahls mit  $E = 2\ 200\ 000$  bzw.  $2\ 250\ 000\ \text{kg/cm}^2$  eingesetzt wird.

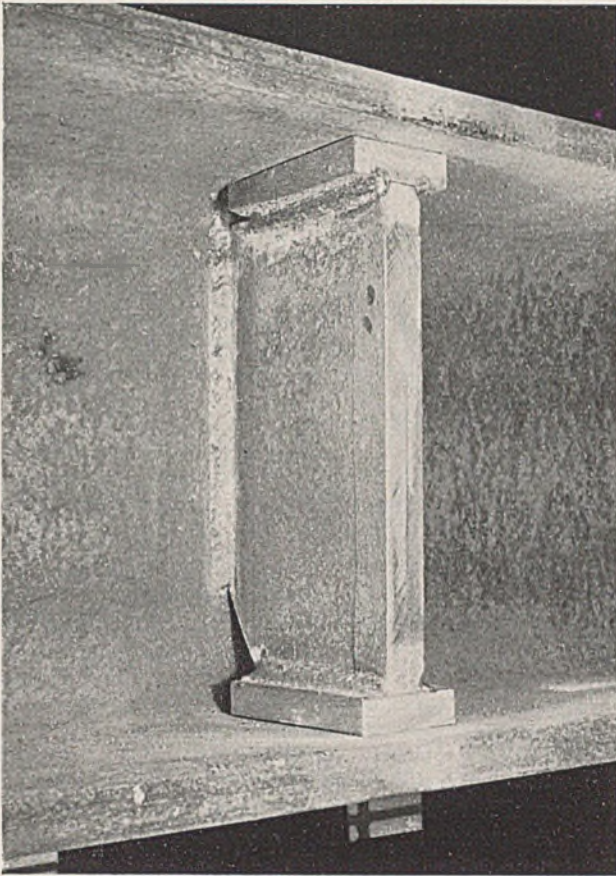


Abb. 17. Aussteifung der Träger nach Abb. 16.

14, 18, 22, 26, 30, 32, 34 usw.  $\text{kg/mm}^2$  betrug. Auf jeder Stufe erfolgte einmalige Belastung und Entlastung. Gemessen wurde die gesamte, bleibende und federnde Einsenkung der Querschnitte

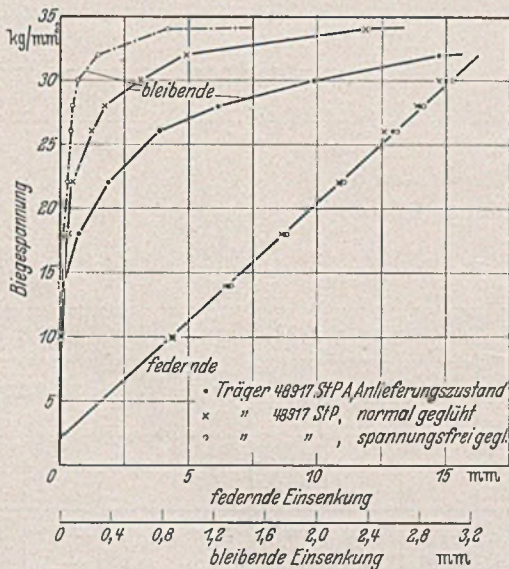


Abb. 20.

unter den Laststellen gegenüber den Querschnitten über den Auflagern, auch der Balkenmitte gegenüber den Querschnitten unter den Laststellen. Die zugehörige Einrichtung ist in den Abb. 18 u. 19 dargestellt.

Die wichtigsten Ergebnisse der Versuche sind in Abb. 20 bis 23 dargestellt; es sind die federnden und bleibenden Einsenkungen

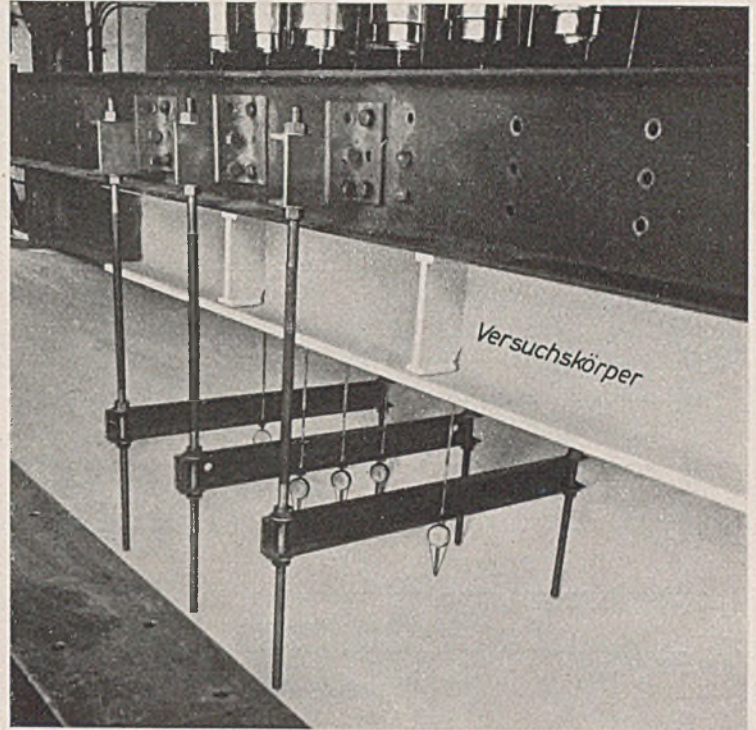


Abb. 19. Einrichtung zum Messen der Einsenkungen der Träger nach Abb. 16.

Der Verlauf der Einsenkungslinien in Abb. 20 bis 23 gibt ein Bild der Tragfähigkeit der Träger. Maßgebend ist die Größe der bleibenden Einsenkungen.

Wird vergleichsweise die Belastung festgestellt, die vorhanden war, als die bleibende Einsenkung der Träger 1 mm betrug, so findet sich:

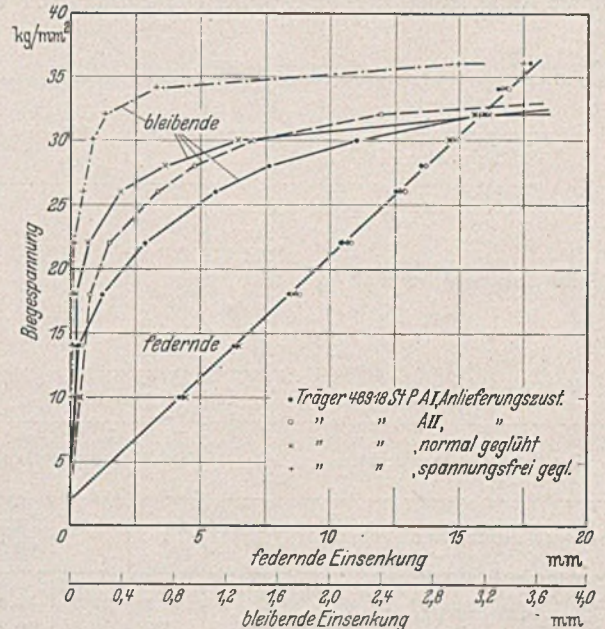


Abb. 21.

- a) beim Träger 48917
  - St P, A, Anlieferungszustand,  $\sigma = 27\ \text{kg/mm}^2$ ,
  - St P, normalgeglüht,  $\sigma = 32\ \text{kg/mm}^2$ ,
  - St P, spannungsfrei gegl.  $\sigma = 34\ \text{kg/mm}^2$ ;
- b) beim Träger 48918
  - St P, A I, Anlieferungszustand,  $\sigma = 25\ \text{kg/mm}^2$ ,

St P, A II, Anlieferungszustand,  $\sigma = 28 \text{ kg/mm}^2$ ,  
St P, normalgeglüht,  $\sigma = 29 \text{ kg/mm}^2$ ,  
St P, spannungsfrei gegläht,  $\sigma = 34 \text{ kg/mm}^2$ ;

bei 1 mm Einsenkung 25 bis 28 kg/mm<sup>2</sup>, im Mittel 27 kg/mm<sup>2</sup>, die gleich behandelten Träger aus St 52 30 bis 37 kg/mm<sup>2</sup>, im Mittel 34 kg/mm<sup>2</sup>.

c) beim Träger 48808

St 52, A I, Anlieferungszustand,  $\sigma = 36 \text{ kg/mm}^2$ ,  
St 52, A II, Anlieferungszustand,  $\sigma = 31 \text{ kg/mm}^2$ ;

Zur Beurteilung der Ergebnisse der Biegeversuche mit den Trägern ist sodann die Streckgrenze des Stahls in den Flanschen der Träger festgestellt worden. Abb. 24 zeigt die Entnahmestellen

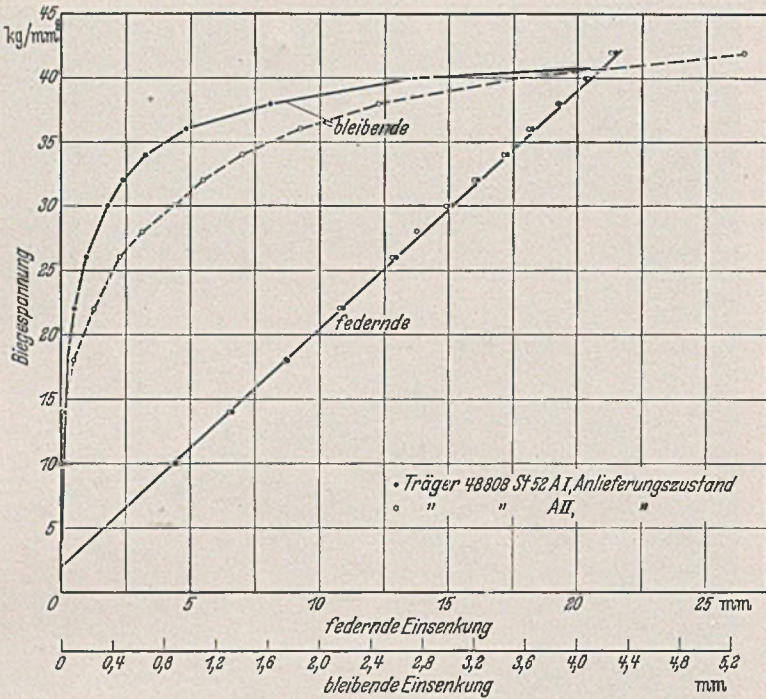


Abb. 22.

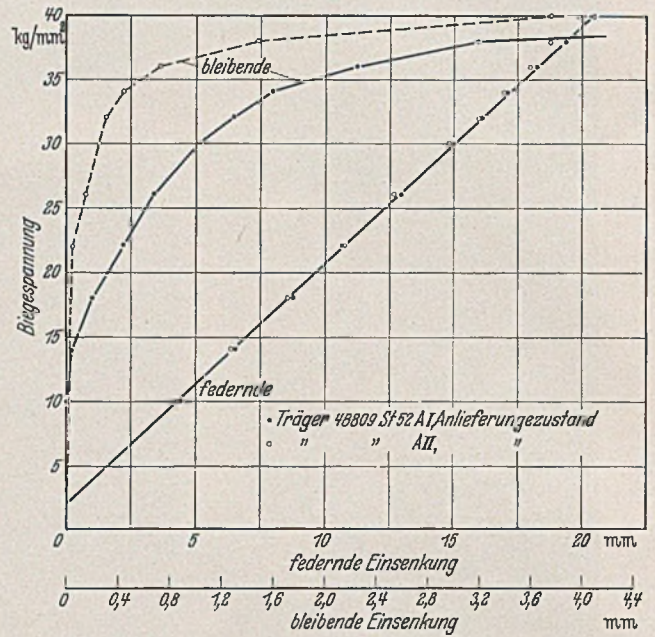


Abb. 23.

Abb. 21 bis 23. Einsenkungen der Träger nach Abb. 16 in Abhängigkeit von der Biegespannung.

d) beim Träger 48809

St 52, A I, Anlieferungszustand,  $\sigma = 30 \text{ kg/mm}^2$ ,  
St 52, A II, Anlieferungszustand,  $\sigma = 37 \text{ kg/mm}^2$ .

der Proben nahe einem Ende der Träger. Zahlentafel 4 enthält die Ergebnisse der Versuche. Hiernach lag die Streckgrenze  $\sigma_{zF0}$  des Stahls der Träger aus St P zwischen 30,4 und 34,3 kg/mm<sup>2</sup>, nach den Mittelwerten der Proben der einzelnen Träger zwischen 31,7 und 32,9 kg/mm<sup>2</sup>. Ein Einfluß des Glühens auf die Größe von  $\sigma_{zF0}$  war nicht erkennbar. Auch  $\sigma_{zB}$ ,  $\delta_{10}$  und  $\psi$  waren nur unerheblich verschieden.

Hieraus geht zunächst hervor, daß das Glühen der Träger aus St P eine wesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit gebracht hat. Die höchste Tragfähigkeit lieferten vergleichsweise die spannungsfrei geglähten Träger.

Die im Anlieferungszustand geprüften Träger aus St P trugen

Diese Feststellungen sind wertvoll, wenn sie mit den Beob-

Zahlen-

Stahlsorte		St P															
Schmelze		48 917															
Chemische Zusammensetzung %		C	0,15														
		Si	0,45														
		Mn	0,91														
		P	0,040														
		S	0,025														
		Cu	0,092														
Al		—															
Bezeichnung der Träger		48 917. A			48 917. sp. gegl.*			48 917. no. gegl.**			48 918. A. I						
Zustand des Werkstoffes		Anlieferungszustand			Spannungsfrei gegläht			Normalgeglüht			Anlieferungszustand						
Bezeichnung der Proben		I	2	Mittelwert	I	2	Mittelwert	I	2	Mittelwert	I	2	3	4	Mittelwert		
Festigkeits-eigen-schaften	Streckgrenze	$\sigma_{zF0}$ kg/mm <sup>2</sup>	32,1	32,0	32,0	32,0	31,4	31,7	33,4	30,7	32,0	33,6	30,7	32,8***	32,8	32,5	
		$\sigma_{zFu}$ kg/mm <sup>2</sup>	31,2	30,5	30,8	30,5	30,1	30,3	30,8	30,0	30,4	33,0	30,2	—	32,2	31,4	
	Zugfestigkeit	$\sigma_{zB}$ kg/mm <sup>2</sup>	48,5	49,3	48,9	48,4	47,5	47,9	48,4	48,8	48,6	48,7	48,4	49,0	48,6	48,7	
	Bruchdehnung	$\delta_{10}$ %	28,8	29,6	29,2	30,1	27,6	28,8	29,2	29,4	29,3	26,5	27,5	26,0	27,4	26,8	
Querschnitts- verminderung	$\psi$ %	70	69	69	70	68	69	69	68	68	69	67	68	66	67		

\* 1 Std. bei 630°—650° C spannungsfrei gegläht. \*\* 1 Std. bei 880° C normalgeglüht. \*\*\* Durch Bestimmung der 0,2%-Grenze festgestellt.

achtungen über die Tragfähigkeit der Träger verglichen werden. Die Last, die die Träger um 1 mm bleibend einsenkte, war bei den geglihten Trägern, besonders bei den spannungsfrei geglihten erheblich größer als bei den im Anlieferungszustand geprüften, ungeglihten Trägern. Dagegen war die Streckgrenze des Stahls der verschieden behandelten Träger nicht deutlich verschieden. Demnach muß man annehmen, daß die Träger im Anlieferungszustand so bedeutende Eigenspannungen besaßen, daß dadurch die Tragfähigkeit erheblich herabgesetzt wurde.

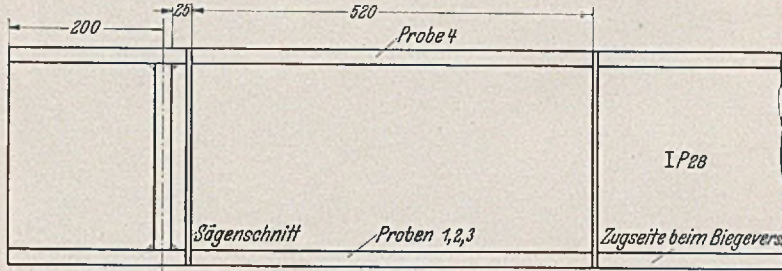


Abb. 24.

Die Streckgrenze der Proben aus den Trägern 48808 St 52 und 48809 St 52 fand sich nach Zahlentafel 4 bei den Proben 48808 zu 37,1 bis 46,5, im Mittel zu 41,6 kg/mm<sup>2</sup>, bei den Proben 48809 zu 36,8 bis 39,4, im Mittel zu 38,2 kg/mm<sup>2</sup>.

Vergleicht man schließlich diese Zahlen und die entsprechenden aus Zahlentafel 4 mit der Anstrengung der im Anlieferungszustand geprüften Träger bei 1 mm bleibender Einsenkung, so ergibt sich folgendes:

Träger	Biegespannung $\sigma_{b1}$ bei der Belastung, die 1 mm bleibende Einsenkung hervorrief kg/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{zFo}$ des Stahls der Träger in kg/mm <sup>2</sup> (Verhältnis $\sigma_{zFo} : \sigma_{b1}$ )
48917 St P	27	32,0 (1,2)
48918 St P	27	32,4 (1,2)
48808 St 52	34	41,6 (1,2)
48809 St 52	33	38,3 (1,2)

tafel 4.

St P									St 52														
48 918									48 808 a						48 809 a								
0,14									0,21						0,18								
0,55									0,48						0,50								
0,94									1,39						1,22								
0,035									0,039						0,041								
0,023									0,022						0,020								
0,088									0,13						0,12								
0,026									—						0,02								
48 918. A. II			48 918. sp. gegl. *			48 918 no. gegl. **			48 808. A. I			48 808. A. II			48 809. A. I			48 809. A. II					
Anlieferungszustand			Spannungsfrei gegliht			Normalgegliht			Anlieferungszustand			Anlieferungszustand			Anlieferungszustand			Anlieferungszustand					
I	2	Mittelwert	I	2	Mittelwert	I	2	Mittelwert	I	2	Mittelwert	I	2	Mittelwert	I	2	Mittelwert	I	2	Mittelwert	I	2	Mittelwert
34,3	30,4	32,3	34,1	31,7	32,9	32,0	31,5	31,7	41,3	37,1	39,2	46,5	41,5	44,0	39,2	37,6	38,4	39,4	36,8	38,1	38,1		
33,7	—	—	32,4	30,3	31,3	29,3	28,8	29,0	39,6	36,6	38,1	43,0	40,5	41,7	37,5	35,9	36,7	38,6	36,0	37,3	37,3		
49,2	48,2	48,7	47,8	47,7	47,7	47,5	47,2	47,3	58,0	56,3	57,1	62,1	62,5	62,3	54,5	54,5	54,5	55,4	55,4	55,4	55,4		
27,3	27,3	27,3	29,6	26,3	27,9	32,5	29,2	30,8	25,5	25,3	25,4	24,4	24,1	24,2	26,0	26,3	26,1	27,9	27,2	27,5	27,5		
72	72	72	72	71	71	73	72	72	67	69	68	70	67	68	72	71	71	73	71	72	72		

Werden die Verhältniszahlen  $\sigma_{zFo} : \sigma_{b10}$  gebildet, also auf die Trägeranstrengung bezogen, die 10 mm bleibende Einsenkung brachte, so finden sich diese zu 0,89 bis 1,00.

7. Biegeversuche nach Abb. 25 (Nutschweißbiegeversuche).

30 und 50 mm dicke und 250 bzw. 200 mm breite Breitflächstähle wurden in bekannter Weise<sup>8</sup> mit einer Schweißraupe versehen. Das Auftragen der Raupe geschah bei rd. 20° C mit Gleichstrom und Elektroden mit 5 mm Durchmesser der Marke „Primus“ von der Firma Schorch-Werke, Rheydt. Die Prüfung erfolgte nach Abb. 25 bei rd. 20° C.

Die Ergebnisse finden sich in Zahlentafel 1, unten für die 50 mm dicken Proben, oben für die 30 mm dicken Proben. Die gefüllten Säulen geben den bleibenden Biegewinkel  $\alpha_R$  an, der nach dem Auftreten des ersten Risses (bei allen Proben in der Schweißraupe) vorhanden war. Die höheren leeren Säulen bezeichnen den bleibenden Biegewinkel  $\alpha$ , der am Schluß des Versuchs vorhanden war.

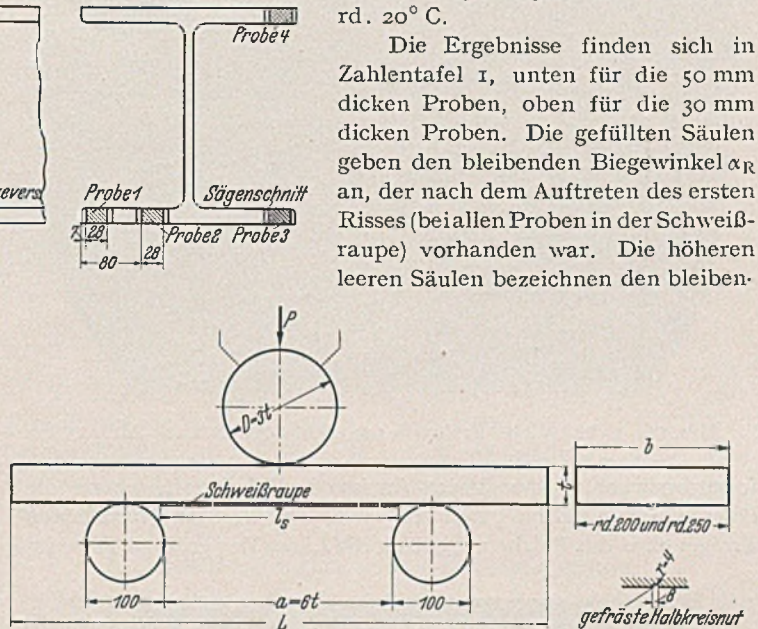


Abb. 25.

Wenn die hohe Säule oben geschlossen ist, so brach die Probe am Schluß des Versuchs; die oben nur teilweise geschlossenen Säulen gehören zu Proben, die am Schluß des Versuchs nicht ge-

<sup>8</sup> Vgl. Heft 11 des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, S. 65 ff.

brochen waren. Wenn über den gefüllten Säulen die leere Säule fehlt, so brach die Probe mit dem Auftreten des ersten Risses. In den Säulen finden sich die Buchstaben S, M, V und A. Dabei bedeutet S „spröder“ Bruch (Trennbruch), M Mischbruch, V Ver-

entnehmen, daß die Stähle 96449 St G, 99078 St G und 99617 St G mit Al größere bleibende Biegewinkel  $\alpha$  am Schluß des Versuchs lieferten als der zugehörige Stahl 104176 ohne Al. Der Stahl 104814 St 52 mit Al hat viel größere bleibende Biegewinkel

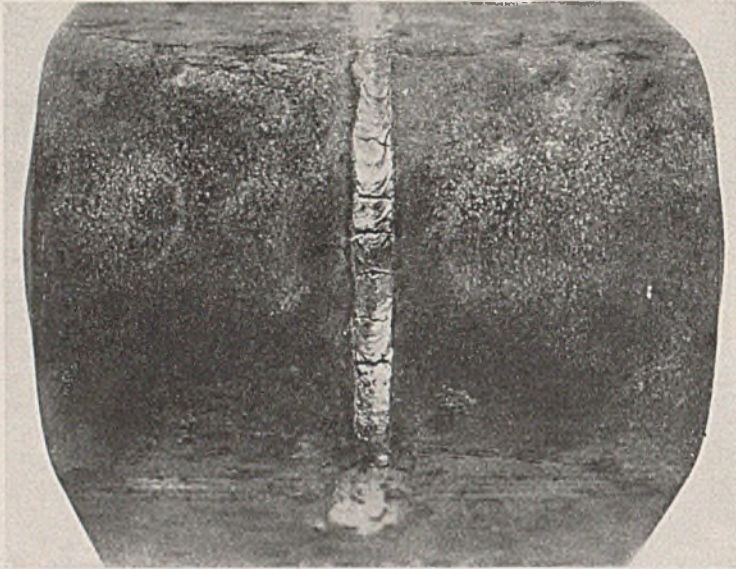


Abb. 26. 30 mm dicke Probe 96 449, B 6, geprüft nach Abb. 25.

formungsbruch, A nur kurze Anrisse im Werkstoff, wovon die längsten im Mittel bis 5 mm lang sind. Bei den nichtgebrochenen Proben ohne das Zeichen A betrug die Länge der größten Risse im



Abb. 27. 50 mm dicke Probe 96 449, D 3, geprüft nach Abb. 25.

Werkstoff im Mittel 6 mm und mehr. Bei der vierten 30 mm dicken Probe des Stahls 96449 und bei der 30 mm dicken Probe K des Stahls 48918 waren die Risse noch nicht in den Stahl übergetreten.

Zunächst ist den Feststellungen mit 30 mm dicken Proben zu

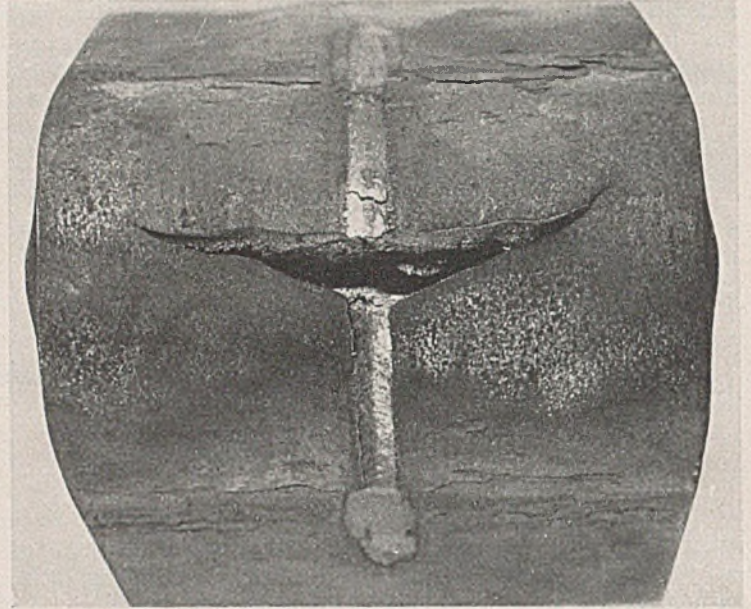


Abb. 28. 30 mm dicke Probe 99 078, J 6, geprüft nach Abb. 25.

ergeben als der Stahl 106801 St 52 ohne Al, allerdings mit mehr Si und Mn. Auch der Stahl 48918 St P mit Al war im Mittel besser als der Stahl 48917 St P ohne Al.

Verwandte Feststellungen lassen sich den Versuchen mit den 50 mm dicken Breitflachstählen entnehmen. Hier waren der Stahl 99078 St G und 99617 St G dem Stahl 104176 St G unterlegen; die Biegewinkel des Stahls 99617 St G sind aber noch alle ausreichend. Sehr ausgeprägt war die Überlegenheit der mit

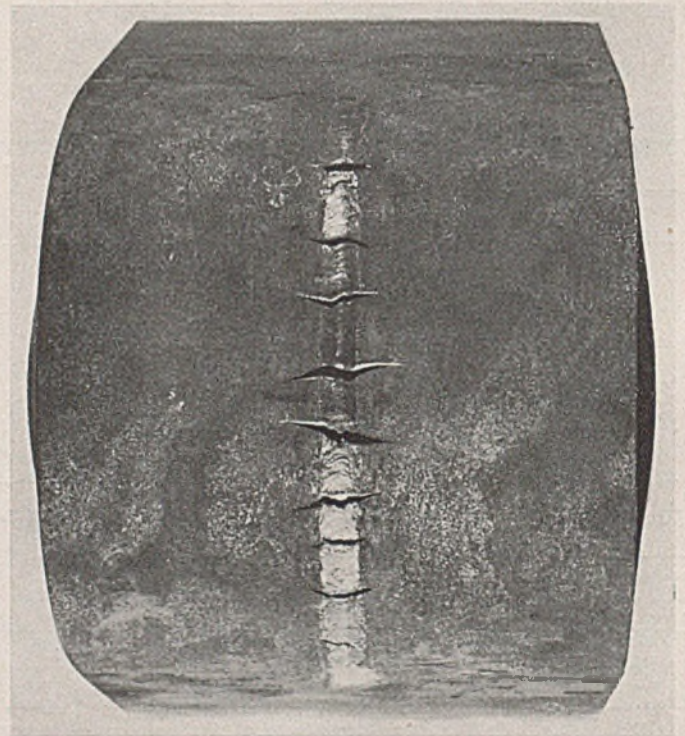


Abb. 29. 50 mm dicke Probe 99 078, K 3, geprüft nach Abb. 25.

Al legierten Stähle bei den Proben aus St 52, vor allem wenn die Proben normalisiert waren.

Bei den Stählen aus Peine ist noch bemerkenswert, daß das Normalisieren der Proben ohne Al nicht immer

eine Vergrößerung des Biegewinkels brachte, wohl aber bei den Proben mit Al.

Abb. 26 bis 29 zeigen gute Proben im Zustand nach dem Versuch. Zum Vergleich sei folgendes hervorgehoben: Abb. 30 zeigt den Trennungsbruch einer Probe, deren Biegewinkel bis zum Bruch  $7^\circ$  betrug. In Abb. 31 ist ein weiterer spröder Bruch dargestellt, der von einem anfänglichen Verformungsbruch ausging;

Bestimmung der Ehn-Korngrößen und der Hysteresebereiche wurden von Herrn Prof. Dr. Eilender, Aachen, und von Herrn Dr. phil. O. Werner, Staatl. Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem, ausgeführt. Die Versuchsergebnisse finden sich in Zahlentafel 5.

Diese Prüfungen haben keine Hinweise geliefert, mit denen sich das unterschiedliche Verhalten bei den Nutschweißbiegeproben erklären ließe.



Abb. 30. Bruchfläche einer spröd gebrochenen Nutschweißbiegeprobe.

Biegewinkel  $92^\circ$ . Abb. 32 zeigt einen Mischbruch, spröde beginnend, mit großer Verformung endend. In Abb. 33 ist ein Verformungsbruch dargestellt. Auch Abb. 28 zeigt einen solchen. Die in Abb. 29 wiedergegebene Probe wies Anrisse im Grundwerkstoff auf. Die Proben in Abb. 26 und 27 sind besonders gut; die Quer-

Wesentlich erscheint, daß die Proben 176 R6, 17 H4 und 48809a KN der Stähle 104 176 St G, 99617 St G und 48809a St 52 bei der Prüfung nach Abb. 25 erheblich außerhalb der Mitte gebrochen sind. Dieser Umstand deutet auf grobe Unregelmäßigkeiten der Stähle hin.

#### 8. Schwellzugfestigkeit von geschweißten Proben.

Die rd. 20 mm dicken und 70 mm breiten Proben sind in Oberhausen und in Peine mit Stumpfnähten geschweißt worden (x-Nähte, Öffnungswinkel  $70^\circ$ ). Die Elektroden waren in Ober-

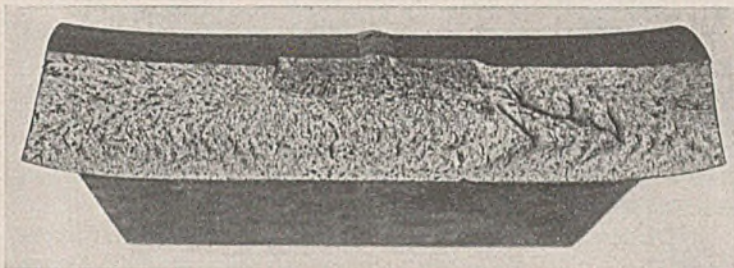


Abb. 31. 50 mm dicke Probe 99 617, H 5, geprüft nach Abb. 25. Bleibender Biegewinkel bis zum Bruch  $92^\circ$ .

risse der Raupe haben sich außen nicht oder nur unerheblich in den Grundwerkstoff fortgesetzt.

Die Biegewinkel  $\alpha$  von je ein bzw. zwei Nutschweißbiegeproben der Schmelzen 99078 und 99617 sind verhältnismäßig niedrig aus-

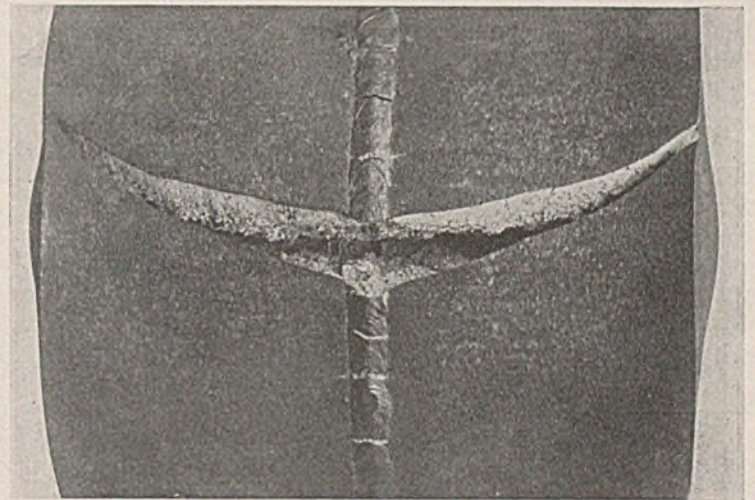


Abb. 33. 51 mm dicke Probe 104 176, U 3, geprüft nach Abb. 25. Bleibender Biegewinkel bis zum Bruch  $110^\circ$ .

hausen: zu den zum Teil wieder ausgekreuzten beiden Wurzelraupen von der Marke „GHH-Pan“ (4 mm Durchmesser), zu den übrigen Raupen von der Marke „Schorch-Primus“ mit 5 mm Durchmesser, in Peine: von der Marke „Böhler EVZ“ mit 4 mm Durchmesser zur ersten Schweißraupe, mit 5 mm Durchmesser für die übrigen Schweißraupen. Das Schweißen geschah mit Gleichstrom (rd. 25 Volt, rd. 220 Ampere).

Die Proben sind mit rohen Schweißnahtwulsten dem Schwellzugversuch unterworfen worden. Die Zahl der Lastspiele je Minute war rd. 660.

Ermittelt wurde die Schwellzugfestigkeit, die 2 Millionen mal über  $\sigma_{zu} = 1 \text{ kg/mm}^2$  ertragen wurde.

Die Ergebnisse sind in Zahlentafel 1 unten aufgetragen. Hiernach betrug die Schwellzugfestigkeit, ausgehend von  $\sigma_{zu} = 1 \text{ kg/mm}^2$ ,

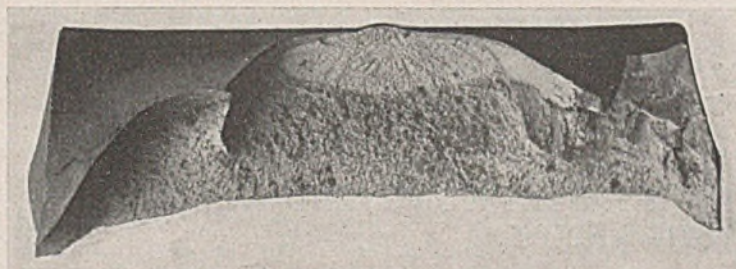


Abb. 32. 50 mm dicke Probe 104 814, Z 6, geprüft nach Abb. 25. Bleibender Biegewinkel bis zum Bruch  $127^\circ$ .

gefallen. Um festzustellen, ob sich der Stahl dieser Proben auch bei andern Prüfungen, die zur Zeit zur Beurteilung der Schweißbarkeit von Stählen ausgeführt werden, von dem Stahl der Proben mit hohem Biegewinkel  $\alpha$  unterscheidet, wurden noch Kerbschlagversuche ausgeführt. Außerdem wurde die Ehn-Korngröße und der Hysteresebereich  $\Delta T$  der Stähle bestimmt. Bei den letzteren Versuchen wurden auch die Proben F und FN der Schmelzen 48809b und 48809c, deren Biegewinkel  $\alpha$  am Schluß des Versuchs ebenfalls beträchtliche Unterschiede zeigten, mitgeprüft. Die Versuche zur

Zahlentafel 5.

Schmelze	Bezeichnung	Dicke der Nutschweißbiegeproben mm	Bleibender Biege- winkel $\lambda$ am Schluß des Versuchs Grad	Kerbschlagzähigkeit $a_K$ , ermittelt an Proben mit Rechteckkerb mit 0,54—0,57 mm Kerbreite** mkg/cm <sup>2</sup>	Hysteresebereich $\Delta T$ nach Versuchen von O. Werner Grad	Korngröße nach Mc Quaid-Ehn	
						nach Versuchen von O. Werner Nr. der Korngröße	nach Versuchen von Eilender Nr. der Korngröße***
99 078	78 K 1	50	22	—	100	4...5	8
	78 K 2		140*	(14,0 + 14,7 + 14,1) : 3 = 14,3	125	6	7
	78 K 5		38	(13,1 + 13,9 + 13,9) : 3 = 13,6	—	—	—
	78 J 3	30	86	(13,2 + 13,3 + 13,1) : 3 = 13,2	—	—	—
78 J 1	141*		(12,8 + 15,2 + 13,6) : 3 = 13,9	—	—	—	
99 617	17 H 4	50	42	(11,0 + 8,6 + 10,9) : 3 = 10,2	142	6	6...7
	17 H 1		139*	(10,7 + 12,6 + 6,4) : 3 = 9,9	135	5...6	7
48 809b	5 F	50	59	—	98	6	5...6
	5 FN		141*	—	95	6	5...7
48 809c	1 F	50	19	—	98	6	6...7
	1 FN		140*	—	105	5...6	4...5

\* Nicht gebrochen.

\*\* Entnommen auf der Zugseite der Probe nach Abb. 25, nahe dem Ende der Probe. Vgl. auch Abb. 141 in Heft 11 des Deutschen Ausschusses für Stahlbau.

\*\*\* Klasse nach ASTM.

15 bis 21 kg/mm<sup>2</sup>. Die beobachteten Unterschiede lassen sich nicht auf die Unterschiede der Beschaffenheit der Stähle (ohne und mit Al, St G oder St 52 usw.) zurückführen.

### 9. Zusammenfassung.

Aus den Darlegungen unter 1. bis 8. geht für die geprüften Stähle u. a. folgendes hervor:

a) Die Tragfähigkeit bei lang dauernder ruhender Last liegt nahe der 0,2%-Dehngrenze und damit nahe der Streckgrenze. Dementsprechend kann die zulässige Anstrengung unmittelbar von der Streckgrenze abhängig gemacht werden oder die derzeit verlangte Streckgrenze kann entsprechend der jetzt geltenden zulässigen Anstrengung des Stahls gewählt werden. Der zweite Weg erscheint zur Zeit der zweckmäßigere. Wird vorausgesetzt, daß die Streckgrenze von St 37 zu  $\sigma_{ZF} = 21$  kg/mm<sup>2</sup> verbürgt sei, so muß die Streckgrenze von St 52 entsprechend der um 50% höheren zulässigen Anstrengung zu 31,5 kg/mm<sup>2</sup> verlangt werden. Dementsprechend hat die Arbeitsgemeinschaft vorgeschlagen, die Streckgrenze von St 52 zu 32 kg/mm<sup>2</sup> zu verlangen<sup>9</sup>.

b) Die Schwellzugfestigkeit der Stähle St 52 bisheriger Art ist nur unerheblich größer als die Schwellzugfestigkeit der Stähle mit

<sup>9</sup> Außerdem ist vorgeschlagen worden, für Dicken über 30 mm  $\sigma_w = 30$  kg/mm<sup>2</sup> als genügend anzusehen, da bei dicken Stücken aus St 37 eine kleinere Streckgrenze als 21 kg/mm<sup>2</sup> in Betracht kommt.

bedeutend kleinerer Streckgrenze<sup>10</sup>. Dementsprechend ist es an-gängig, die zulässige Anstrengung bei oftmals wiederholter Anstrengung für St 52 alter Art und für Stähle neuer Art mit etwas kleinerer Streckgrenze gleich zu wählen.

c) Nach den Versuchen unter 7. erscheinen die mit Al-Zusatz hergestellten Stähle mit etwas kleinerer Streckgrenze für geschweißte Tragwerke geeigneter und höherwertiger als St 52 der bisherigen Herstellungsart; sie erwiesen sich als hinreichend alterungssicher<sup>11</sup>. Zur einfachen Feststellung der zugehörigen Eigenschaften an gealterten Proben sind die derzeitigen Prüfverfahren abzuwandeln.

d) Die Herstellung der Stähle mit der vorgeschlagenen Streckgrenze ist zuverlässiger möglich als bisher. Auch kann die Menge der zur Erzielung der Streckgrenze notwendigen Legierungsbestandteile verkleinert werden. Auch damit wird die Anwendung der Stähle zu geschweißten Tragwerken begünstigt.

e) Unabhängig von diesen Feststellungen sei auf die Versuche mit Trägern unter 6. verwiesen, die anschaulich dartun, daß spannungsfreigelegte Träger erheblich tragfähiger sind als Träger im Walzzustand. Man kann also die zulässige Anstrengung für spannungsfreigelegte Träger gegenüber den jetzt im Walzzustand verwendeten Trägern erhöhen. Allerdings ist es zur Zeit nicht möglich, spannungsfrei gelegte Träger in großer Menge zu liefern.

<sup>10</sup> Vgl. auch Graf: Bauing. 19 (1938) S. 519 ff.

<sup>11</sup> Vgl. Fry: Z. VDI 85 (1941) S. 511 ff.

## BEMERKUNGEN ZUM AUFSATZ SCHÜTTE<sup>1</sup> „EINSpannungsBEDINGUNGEN VERANKERTER BOHLWÄNDE.“

DK 624.137.4

Die von Schütte angegebene grundlegende Gleichung  $\alpha \cdot \sigma_w = -y$  stimmt nicht mit dem Ergebnis der Erddruckversuche von Terzaghi<sup>2</sup> sowie der von Krey<sup>3</sup> vertretenen Auffassung überein. Nach der Gleichung (1) von Schütte müßte

<sup>1</sup> Vgl. Bauing. 22 (1941) S. 193.

<sup>2</sup> Terzaghi, K. v.: Large Retaining-Wall Tests Eng. N. R. 112 (1934) S. 136, 259, 316, 403, 503, 632, 747, insbesondere S. 139 Abb. 6 u. 7.

<sup>3</sup> Krey: Erddruck, Erdwiderstand. Berlin 1936, S. 25. Auf S. 207 ff. werden Ansätze für die Erddruck- und Erdwiderstandsverteilung gebracht, die mindestens ebenso aufschlußreich sind, als die von Schütte erwähnten Ansätze von Engels und Blum, insbesondere weil hier bereits versucht wird, der Durchbiegung Rechnung zu tragen. Allerdings erscheint die von Krey geforderte Sicherheit beim Ansatz des Erdwiderstandes nach den heutigen Erfahrungen als reichlich bemessen.

bei einer Bewegung  $y = 0$  der Erdwiderstand ebenfalls gleich 0 sein. In Wirklichkeit herrscht aber bei einer Bewegung  $o$  der natürliche Erddruck, den Krey mit  $\frac{1}{2} \lambda_n \gamma t^2 = E_n$ , wenn  $t$  die Tiefe unter der Geländeoberkante ist, bezeichnet. Terzaghi erhielt in seinen Versuchen für Sand die zugehörige Ruhedruckziffer  $\lambda_n = 0,4$  bis  $0,7$ , also größer als die Erddruckziffer  $\lambda_a$ , die er je nach Dichte zu  $0,1$  bis  $0,3$  für Sand fand. Demgegenüber beträgt die Erddruckziffer nach Coulomb für den aktiven Erddruck bei  $\varrho = 30^\circ$  und  $\delta = 30^\circ$ , was ungefähr den Messungen entspricht,  $\lambda_a = 0,3$  und für den passiven Erddruck bei einem gemessenen Reibungswert zwischen Wand und Boden  $\delta = -5^\circ$   $\lambda_p = 3,5$ . Die Ergebnisse, die sich nach den Versuchen von Terzaghi für die Abhängigkeit des Erddruckes und Erdwiderstandes

von der Wandbewegung ergeben, sind schematisch in der Abbildung angedeutet, die die Verschiebungen für eine Tiefe  $t = 1,50$  m wiedergibt. Richtig müßte demnach die Gleichung (1) von Schütte heißen:  $\alpha \sigma_w - e_n = -y$ , wobei zwischen den Werten der Abbildung, die für die Erddruckziffer gemäß *Terzaghi* gezeichnet sind, und den Beiwerten von *Schütte* die folgenden Beziehungen bestehen:

$$\sigma_w = \gamma \lambda t, \quad \alpha = \frac{\text{tg } \varepsilon}{\gamma t}, \quad v = \frac{1/2 \gamma t^2}{\text{tg } \eta}, \quad v_1 = \frac{t^2}{\lambda_p \text{tg } \eta}, \quad E_{gr} = 1/2 \gamma_p t^2.$$

Infolgedessen ist die Folgerung *c* von *Schütte*, daß der Nullpunkt der Biegelinie mit dem Nullpunkt des Erdwiderstandes zusammenfallen muß, unrichtig. Im Nullpunkt der Biegelinie herrscht von beiden Seiten der Wand der natürliche Erddruck, der jeweils von der Höhe des darüberliegenden Bodens abhängt und daher rechts größer ist als links. Es ergibt sich daher für die Größe des natür-

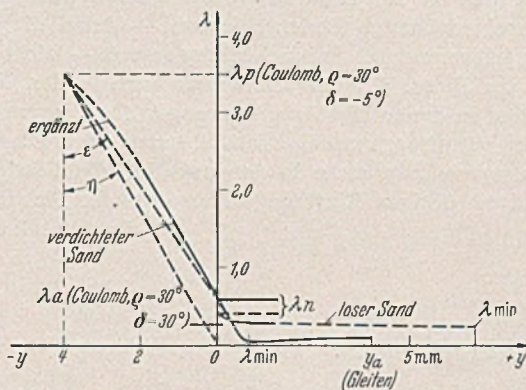


Abb. 1. Zusammenhang zwischen Wandweg  $y$  und Erddruckziffer  $\lambda$  nach den Versuchen *Terzaghi*.

lichen Erddrucks in diesem Punkte die Gleichung  $e_0 = \lambda_n \gamma H$ , wenn  $H$  die freie Höhe des Geländesprunges bezeichnet. Nach dem Vorhergehenden ist demnach der resultierende Erddruck im Nullpunkt der Biegelinie etwa doppelt so groß wie der aktive Erddruck in Höhe der Gewässersohle. *Schütte* setzt den Erdwiderstand im Nullpunkt der Biegelinie  $= 0$ , den Erddruck von rechts dagegen mit seinem vollen Wert ein. Auch das letztere ist nicht folgerichtig, da ja der Erddruck bei einer Bewegung Null größer als der aktive Erddruck sein muß.

Die Größe des Wertes  $v_1$  wurde von *Schütte* entsprechend dem Versuch von *Franzius* eingesetzt und auf das Zehnfache und Hundertfache gesteigert. Trotz dieses sehr wesentlichen Unterschiedes der Elastizität des Bodens arbeitet *Schütte* in allen drei Berechnungen mit dem gleichen Reibungswinkel von  $30^\circ$ . Man kann eine Bodeneigenschaft nicht in so starkem Maße ändern, ohne daß sich die übrigen Bodenbeiwerte ebenfalls verändern. Bei Sandboden kann der Reibungswinkel etwa zwischen  $30^\circ$  und  $35^\circ$  wechseln. Die Elastizitätszahl des Sandes schwankt nach *Kögler-Scheidig*<sup>4</sup> zwischen lockerer und dichter Lagerung höchstens im Verhältnis 1:20. Da der von *Franzius* untersuchte Boden mit  $v_0$  noch nicht einmal die lockerste Lagerung aufweist, wie *Schütte* angibt, so kommt den Untersuchungen mit einem Verschiebungs-Kennwert von  $100 v_0$  nur theoretischer Wert zu. Bereits der Boden mit  $10 v_0$  ist schon ein sehr fest gelagerter Sand.

Selbst wenn man die sehr unterschiedlichen  $v_1$ -Werte bei gleichbleibendem  $\rho$  nur als theoretische Grenzwerte betrachtet, bleibt eine Reihe von Fragen offen, die mit der Theorie von *Schütte* nicht im Einklang stehen. In seiner Zusammenfassung stellt *Schütte* fest, daß in manchen Fällen keine Einspannung zustande kommt, während im allgemeinen eine teilweise Einspannung zu erwarten ist. Wie erklärt sich hiernach das Verhalten unverankerter Spundwände, die doch voll eingespannt sein müssen? Gemessene Durchbiegungen der Oberkarte solcher Wände, die in Sandboden ausgeführt wurden, entsprachen etwa dem Maß, das man nach *Blum* erhalten würde, während nach *Schütte*

zur Auslösung einer vollen Einspannung im Boden, die hier ja eintreten muß, ganz erhebliche Wandbewegungen erforderlich sein würden. Maßgebend erscheint hier die Bodenverdichtung und -verdrängung infolge der Rammarbeit zu sein, die bei den Untersuchungen von *Schütte* nicht erfaßt werden konnte. Dieser Einfluß muß demnach so stark sein, daß er bei der Betrachtung des Gesamtproblems vom praktischen Gesichtspunkt aus nicht vernachlässigt werden darf.

Das Ergebnis der Berechnung von *Schütte*, nämlich die Anwendung des Verfahrens von *Franzius*, ergibt eine ungünstigere Belastung und größere Länge der Spundwand gegenüber dem gebräuchlichen Rechnungsverfahren für frei aufgelagerte Wände unter voller Ausnutzung von  $E_p$ . Bei Ansatz voller Fußbeanspruchung nach *Blum* wird das Moment wesentlich geringer und die Rammtiefe größer. Das Verfahren von *Franzius* wird im allgemeinen schwerere Wände ergeben. Es ist in einer Zeit der Rohstoffknappheit aber für die Praxis nicht tragbar, daß ihr Berechnungsverfahren anempfohlen werden, die zu einem erhöhten Baustoffverbrauch führen müssen. Wenn versucht wird, die Erddruckverteilung im Erdwiderstandsbereich der Spundwand genauer zu erfassen, so muß die gleiche Sorgfalt auch auf den Erddruckbereich oberhalb der Gewässersohle verwendet werden. Wie in den dänischen Normen<sup>5</sup> und von *Ohde*<sup>6</sup> bereits dargelegt ist, tritt infolge der Durchbiegung der Spundwand etwa in der Mitte zwischen Anker und Sohle eine wesentliche Entlastung des Erddruckes auf, die zu einer Verringerung der Momente führt. Ein Vergleich der Ansätze von *Blum* und der dänischen Normen bzw. von *Ohde* zeigt, daß im allgemeinen bei Beibehaltung des Spundwandprofils, wie es sich nach *Blum* für volle Fußbeanspruchung ergibt, die Rammtiefe verringert werden kann<sup>7</sup>. *Schütte* weist in den Abb. 10a und b auch auf eine Verlagerung des Erddruckes nach oben hin, jedoch ist hier die Entlastung bedeutend geringer als die zusätzliche Kopfbelastung der Spundwand, was einer näheren Begründung bedarf, da im allgemeinen der Gesamt-erddruck auf die Wand nicht über  $E_a$  hinauswachsen kann.

Es kann nicht der Sinn neuer Berechnungsverfahren sein, den Baustoffverbrauch weiter zu steigern. Die Tatsache, daß sich die bisherigen Verfahren auch bei Stahlspannungen, die in der Nähe der Proportionalitätsgrenze liegen, also keine große Baustoffsicherheit mehr enthalten, sich durchaus bewährt haben, zeigt, wie hoch die innere Sicherheit dieser Berechnungsverfahren bereits ist. Es sollte als eine dringende Aufgabe betrachtet werden, an einer weiteren wirtschaftlichen Bemessung der Spundwandbauten zu arbeiten, wie es in den dänischen Normen und der Veröffentlichung von *Ohde* geschehen ist. Hierbei ist die umfassendere Arbeit von *Ohde* als Ausgangspunkt weiterer Untersuchungen besonders geeignet, da insbesondere die Frage der Ankerkräfte hier schon weitgehend behandelt wird.

E. Schultze, Berlin.

#### Schlußbemerkung.

Die ergänzenden Bemerkungen *Schultzes*, mit denen ich großenteils einverstanden bin, bestätigen, daß es unzutreffend ist, eine Einspannung im Boden mit dem voraussetzungslosen Sich-Einstellen des Grenzwertes des Erdwiderstandes an der Landseite des Spundwandfußes zu erklären. Wenn eine Einspannung im Boden zustande kommt, so durch ein Zusammenkommen von Wirkungen, die rechnerisch schwer genau festzulegen sind. Es ist richtig, daß in Gl. (1) meines Aufsatzes ein Ausdruck für die auch ohne Wandbewegung vorhandene Widerstandspressung einzufügen bleibt. Die Größe dieser Pressung, die *Schultze* gleich  $e_n$  setzt, liegt jedoch nicht eindeutig fest, sondern wird je nach der

<sup>5</sup> Zeitschrift des Internationalen Ständigen Verbandes der Schiffahrtskongresse Jan. 1929 Nr. 7 und: *Agatz*, „Der Kampf des Ingenieurs gegen Wasser und Erde im Grundbau“. Berlin 1936, S. 96.

<sup>6</sup> *Ohde*: „Zur Theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddruckverteilung“. Bautechnik 16 (1938) S. 570.

<sup>7</sup> *Rimstad*: „Zur Bemessung des doppelten Spundwandbauwerkes“ (S. 42). Dissertation, Berlin 1940. Im Buchhandel: Kopenhagen 1940, Akademiet for de tekniske Videnskaber. Øster Voldgade 6c.

<sup>4</sup> Baugrund und Bauwerk, Berlin 1938, S. 64.

Lage des Geländes vor Baubeginn und je nach der Art des Einbringens der Bohlen, ob durch Rammen, Spülen oder anders, sehr verschiedene Werte annehmen können. Die von Schultze angeführten Meßergebnisse Terzaghis lassen hier einen Spielraum von  $\lambda_a = 0,1$  bis  $\lambda_n = 0,7$ . Um den grundsätzlichen Zusammenhang zwischen Bodenfestigkeit, Wandbiegsamkeit und Einspannung möglichst einfach darzulegen, erscheint es mir daher besser, von den ohne Bewegung vorhandenen Anfangspressungen zunächst abzusehen. Sie sind zweckmäßig als zu den „Wirkungen weiterer Einflüsse“ gehörig aufzufassen und im Zusammenhang mit dem Bauvorgang zu betrachten. Das Gleiche gilt von der Änderung des Reibungswinkels mit zunehmender Bodenfestigkeit. Die mir am wichtigsten erscheinenden weiteren Einflüsse habe ich unter Bezugnahme — auch hinsichtlich der Abb. 10 — auf meine vorangegangene ausführlichere Veröffentlichung gestreift.

Offenbar sind diese weiteren Einflüsse so mannigfaltig und von solcher teilweise ausschlaggebenden Bedeutung, daß sich die Beobachtungen in bestimmten Fällen — wie vielleicht auch in dem von Schultze angedeuteten — allein aus diesen weiteren Einflüssen erklären lassen. Es wäre zu begrüßen, wenn solche Beobachtungen soweit ausgewertet werden könnten, daß die einspannenden Erdwiderstände und die besonderen Voraussetzungen, unter denen sie auftreten, in Angaben festlägen, die sich bei neuen Berechnungen in einfacher Weise ermitteln bzw. einsetzen ließen. Solange dies

nicht der Fall ist, solange es also nicht etwas wie deutsche Normen hierüber gibt, bleiben die Einspannwiderstände und deren Voraussetzungen vom entwerfenden Ingenieur einzuschätzen. Meine Erfahrung geht nun dahin, daß für die meisten Ingenieure Spundwand- und Kaimauerberechnungen Aufgaben darstellen, die sie nur gelegentlich neben ihrem sonstigen Hauptgebiet zu lösen haben. In vielen Fällen fehlt daher dem entwerfenden Ingenieur die eigene Erfahrung und besondere Einarbeitung im Erddruckgebiet. Für die angefallene einzelne Aufgabe sucht er nach einem Muster und greift dabei nie zu den Betrachtungen von Krey<sup>3</sup>, meist aber nach dem Verfahren von Blum und das, ohne den darin enthaltenen theoretischen Fehler zu bemerken, noch auch die Voraussetzungen zu prüfen, unter denen diese Rechnung trotzdem zu brauchbaren Lösungen führt. Noch vor der Baustoffeinsparung steht die Sicherheit. In der Praxis liegen die Dinge oft weniger einfach, als man sie zur Erläuterung der Theorie annimmt, z. B. können verschiedenartige Bodenschichten — dabei die nachgiebigen oben, teilweise durch Sandschüttung ersetzt — leicht zu Fehlannahmen verführen. Um die Sicherheit auch in den Fällen zu gewährleisten, in denen die Voraussetzungen für Einspannung im Boden nicht zutreffen, empfehle ich, dann ohne Einspannung zu rechnen, wenn man nicht in der Lage ist, die Festigkeit des Bodens und die übrigen Einflüsse mit genügender Sicherheit einzuschätzen.

Dr. Schütte.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Mitteilungen des Deutschen Normenausschusses.

<h2 style="margin: 0;">Schachringe aus Beton</h2> <h3 style="margin: 0;">Bedingungen für Lieferung und Prüfung</h3>		Noch nicht endgültig!	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">                     DIN Entwurf E 4034                 </div>
---	--	-----------------------	---

Vorbemerkung: Das Normblatt DIN 1202, Brunnenringe aus Beton, stammt aus dem Jahre 1923. Inzwischen hat sich das Bedürfnis zu einer Umarbeitung und Ergänzung ergeben, die um so dringender wurde, als für Betonrohre die Normen DIN 4032, Betonrohre, Bedingungen für die Lieferung und Prüfung mit Beiblatt, und DIN 4033, Betonrohre nach DIN 4032, Leitsätze für die Ausführung von Betonrohrleitungen, inzwischen vom Deutschen Normenausschuß als Ersatz für DIN 1201, Kanalisationsrohre aus Beton, veröffentlicht worden sind.

Nachstehend wird der Entwurf für ein Normblatt DIN 4034 veröffentlicht, das die Bezeichnung Schachringe aus Beton, Bedingungen für Lieferung und Prüfung, trägt. Der Entwurf wird der Beachtung der Fachwelt nachdrücklich empfohlen. Einsprüche sind bis zum 15. 3. 1942 in doppelter Ausführung an den Normenausschuß e. V., Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, zu richten.

A. Begriff.

Schachringe — früher auch Brunnenringe genannt — aus Beton sind runde Rohrstücke von gleichbleibender Wanddicke mit Falzverbindung für Einsteigschächte, Senkbrunnen und Grundstückskläranlagen u. dgl.

B. Kennzeichnung.

In die Schachringe sind bei der Herstellung folgende Kennzeichen, wenn möglich am Stumpfende, dauerhaft einzuprägen:

1. Herstellerzeichen,
2. DIN-Zeichen,
3. Woche und Jahr der Herstellung, z. B.: 26/1942.

C. Formen und Abmessungen.

1. Zylindrische Schachtringe.

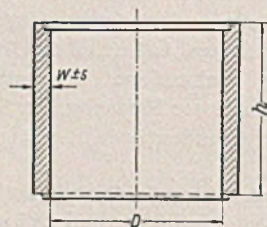


Abb. 1.

Bezeichnung eines zylindrischen Schachtringes von Nennweite  $D = 900$  mm und Bauhöhe  $h = 1000$  mm:  
Schachtring  $900 \times 1000$  DIN 4034.

Zahlentafel 1. Maße in mm.

Nennweite D	zul. Abw.	Bauhöhe <sup>1</sup> h	Wand- dicke $w \pm 5$	Rundstahl- bewehrung <sup>2</sup> je 1000 mm Bauhöhe		Bemerkungen
				Anzahl	Durch- messer	
900	$\pm 8$	$1000 \pm 10$	80	—	—	nur für Grund- stückskläranlagen
1000	$\pm 8$		100	—	—	
1200	$\pm 10$		100	4	6	
1500	$\pm 12$	$500 \pm 5$	80	8	10	
2000	$\pm 15$		90	10	10	
2500	$\pm 20$		100	10	10	

<sup>1</sup> Paßstücke von 350, 400, 500 und 700 mm Bauhöhe werden auf besondere Bestellung geliefert.

<sup>2</sup> Andersartige gleichwertige Bewehrung ist gestattet. Paßstücke sind entsprechend zu bewehren.

2. Schachthälse.

A. Allseitig verengt.

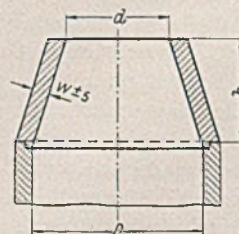


Abb. 2.

Bezeichnung eines einseitig verengten Schachthalses von Nennweite  $D = 1000$  mm und oberer Lichtweite  $d = 700$  mm: Schachthals  $B 1000 \times 700$  DIN 4034.



B. Einseitig verengt.

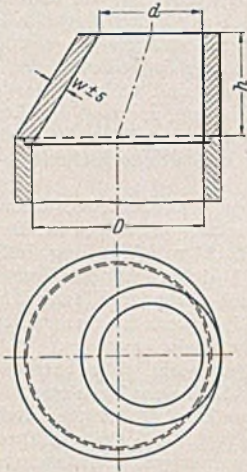


Abb. 3.

Zahlentafel 3. Maße in mm.

Nennweite		Bauhöhe h	Wanddicke <sup>1</sup> w ± 5	Rundstahlbewehrung <sup>2</sup>		Bemerkungen	
D	zul. Abw.			in der Wandung	im Boden		
			Anzahl	Durchmesser	Anzahl	Durchmesser	
900	± 8	1000 ± 10	80	—	—	—	nur für Grundstückskläranlagen
1000	± 8		100	—	—	—	
1200	± 10		100	4	6	—	
1500	± 12	500 ± 5	80	4	10	—	
2000	± 15		90	5	10	8	
2500	± 20		100	5	10	12	
						10	

<sup>1</sup> Bei starkem Grundwasserandrang kann der statische Nachweis für die Dicke der Sohle und ihre Bewehrung gefordert werden.

<sup>2</sup> Andersartige gleichwertige Bewehrung ist gestattet.

C. Verengt, mit verbreiteter Auflage (Berliner Form).

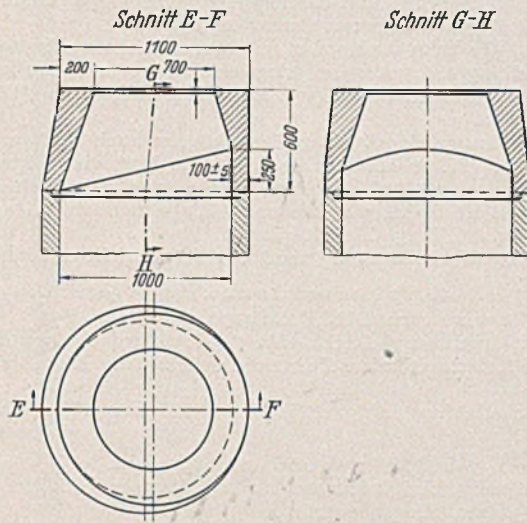


Abb. 4.

Bezeichnung: Schachthals C DIN 4034.

Zahlentafel 2. Maße in mm.

Nennweite D	Obere Lichtweite d	Höhe h	Wanddicke w ± 5	Rundstahlbewehrung <sup>2</sup> je 1000 mm Bauhöhe		Bemerkungen
				Anzahl	Durchmesser	
900	600 ± 6	600 ± 6	80	—	—	nur für Grundstückskläranlagen
1000	und 700 ± 7		100	—	—	
1200			100	4	6	
1500 <sup>1</sup>	1000 ± 10	in 2	80	8	10	
2000 <sup>1</sup>			90	10	10	
2500 <sup>1</sup>			100	10	10	
			100	10	10	

<sup>1</sup> nur für A.

<sup>2</sup> Andersartige gleichwertige Bewehrung ist gestattet.

3. Bodenstücke.

Bezeichnung eines Bodenstückes von Nennweite D = 1200 mm: Bodenstück 1200 DIN 4034.

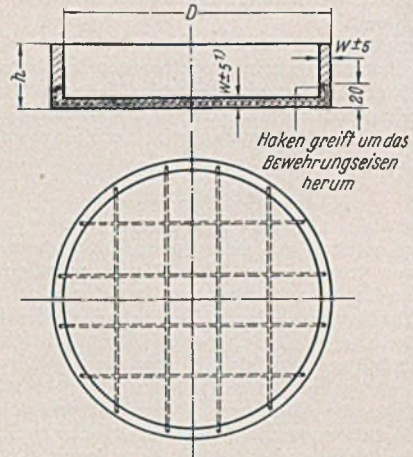


Abb. 5.

4. St. B.

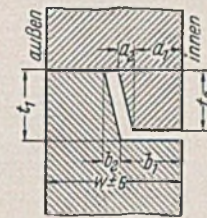


Abb. 6.

Zahlentafel 4. Maße in mm.

Wanddicke w	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>
80	40	34	29	9	36	10
90	40	34	33	9	40	11
100	45	38	37	11	44	12

D. Herstellbedingungen.

1. Allgemeines.

Die Güte der Schlachtringe hängt wesentlich von den Rohstoffen und ihrer Verarbeitung ab. Dem Auftragnehmer bleibt überlassen, wie er normengemäße Schachtringe herstellt.

2. Rohstoffe.

a) Bindemittel.

Verwendet werden darf nur Normzement (DIN 1164), mit Zustimmung des Auftraggebers auch Tonerdezement.

b) Zuschlagstoffe.

Die Zuschlagstoffe müssen in der Regel in drei Kornstufen (z. B. 0 bis 3 mm, 3 bis 7 mm und über 7 mm) sauber getrennt bereitgehalten werden. Die Kornzusammensetzung ist durch Siebversuche laufend zu überprüfen. Bewährte Körnungen zeigen die Sieblinien der Bilder 1 und 2 des § 7 der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton — DIN 1045. Auf geeignete Kornzusammensetzung, bei der die Korngröße ein Drittel der Wanddicke nicht überschreiten darf, ist zu achten. Gefrorene Zuschlagstoffe dürfen nicht verarbeitet werden. Über schädliche Beimengungen sowie die Eignungsprüfung von Zuschlagstoffen vgl. DIN-DVM 2160.

## c) Zusätze.

Zusätze, die dichtende Wirkung haben sollen oder das Abbinden oder Erhärten beeinflussen können, dürfen nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Auftraggebers verwendet werden. Die Gewährleistungspflicht des Auftragnehmers wird hierdurch nicht berührt. Werden Schachtringe mit Zusätzen hergestellt, so ist der Auftraggeber vor Lieferung hierauf aufmerksam zu machen.

## 3. Verarbeitung des Betons.

Das Herstellverfahren muß eine gründliche Verdichtung der Betonmischung gewährleisten. Im allgemeinen ist die Fertigung mit Maschinen zu bevorzugen.

Herstellverfahren und Mischung — in ihrer Zusammensetzung und ihrem Wassergehalt — sind so zu wählen und aufeinander abzustimmen, daß der Beton gleichmäßig, wasserdicht und fest wird. Gleichmäßigkeit der aufeinanderfolgenden Mischungen ist anzustreben. Handmischung ist unzulässig.

Empfohlen wird das Zumessen der Einzelbestandteile nach Gewicht; beim Zumessen des Wassers ist der Feuchtigkeitsgehalt der Zuschläge zu berücksichtigen, damit der Beton dauernd die gleiche Verarbeitbarkeit aufweist.

Der Beton muß richtig und ungestört abbinden und erhärten. Deshalb müssen die Schachtringe in geschlossenen heizbaren Räumen hergestellt werden, hier mindestens drei volle Tage verbleiben, dabei vor Sonne und Zugluft geschützt und der verarbeiteten Zementart entsprechend ausgiebig feucht gehalten werden. Die Raumtemperatur muß in dieser Zeit mindestens 5° sein.

## E. Gütevorschriften.

## 1. Beschaffenheit.

Schachtringe müssen die Formen und Abmessungen gemäß C 3 haben. Sie müssen von gleichmäßiger Betonbeschaffenheit sein, innen glatte Oberflächen haben und scharfkantig geformt sein. Schachtringe dürfen keine Beschädigungen oder Stellen aufweisen, die ihren Gebrauchswert, wie Festigkeit gegen Außendruck, Wasserdichtigkeit oder Dauerhaftigkeit, beeinträchtigen. Kleine Kerben an der Oberfläche oder an den Enden und unregelmäßig verlaufende spinnetzartige feine Oberflächenrisse sind für die Güte- und Dauerhaftigkeit ohne Belang und dürfen nicht beanstandet werden, wenn lufttrockene Schachtringe, auf fester Unterlage hochkant gestellt, beim Anschlagen mit einem Hammer einen hellen Klang geben.

## 2. Güteeigenschaften.

## a) Scheiteldruckfestigkeit.

Normgerechte Schachtringe müssen die in Zahlentafel 4 angegebenen mittleren Scheiteldruckfestigkeiten haben.

Zahlentafel 5.

Nennweite D mm	Mittlere Scheiteldruckfestigkeit von Schachtringen kg/m Belastungslänge	Bemerkungen
900	2200	
1000	2500	
1200	2700	
1500		
2000	1800	nur für Grundstücks- kläranlagen
2500		

## b) Wasserdichtigkeit.

Normgerechte Schachtringe gelten als wasserdicht, wenn bei der Prüfung ganzer Ringe der Wasserspiegel in der Beobachtungszeit von der 8. bis zur 24. Stunde um höchstens 8 cm im Mittel je m Bauhöhe abgesunken ist; Einzelwerte dürfen nicht über 11 cm liegen. Wird diese Bedingung nach 24 Stunden nicht erfüllt, so ist das Absinken in der Beobachtungszeit zwischen der 48. und 72. Stunde maßgebend. Das Auftreten von feuchten Flecken oder einzelnen Tropfen an der Ringaußenseite berechtigt nicht dazu, die Ringe zurückzuweisen.

## F. Allgemeine Prüfbestimmungen.

1. Prüfzeugnisse einer anerkannten Materialprüfstelle sind vom Auftraggeber anzuerkennen, wenn sie nicht älter als 2 Jahre sind, die Proberinge amtlich gesichert entnommen wurden und der Auftragnehmer durch Unterlagen aus laufender eigener oder amtlicher Überwachung nachweisen kann, daß die Güte der zu liefernden Erzeugnisse dem Befund des Prüfzeugnisses entspricht.

2. Liegt ein Prüfzeugnis nicht vor, so kann eine Abnahmeprüfung vorgesehen werden, deren Umfang vom Auftraggeber bereits bei der Auftragserteilung anzugeben ist. Sie kann auch im Lieferwerk stattfinden, wenn die erforderlichen Prüfeinrichtungen vorhanden sind. Für die laufende Nachprüfung der Prüfeinrichtungen ist DIN 1604 maßgebend.

3. Kann ein Lieferwerk nachweisen, daß die Herstellung seiner Schachtringe ständig überwacht wird und demgemäß Überwachungsprüfungen durch anerkannte Materialprüfstellen vorgenommen werden, so erübrigt sich jede weitere Nachprüfung der Güteleistung einschließlich Abnahmeprüfungen.

4. Für Abnahmeprüfungen ist das Lieferwerk verpflichtet, bis zu 0,5% der Zahl der zu liefernden Ringe kostenlos als Proberinge zu liefern, wenn es ein Prüfzeugnis gemäß F 1 nicht vorlegen kann. Die Kosten der Abnahmeprüfung einer Ringgröße trägt das Lieferwerk nur, wenn der Auftrag mindestens 300 Stück dieser Größe beträgt. Kann das Lieferwerk ein solches Prüfzeugnis vorlegen und verlangt der Auftraggeber dennoch eine Prüfung aus der Lieferung, so trägt das Lieferwerk die Kosten dieser Prüfung und der dazu verwendeten Proberinge nur dann, wenn die Güteeigenschaften nach E — Gütevorschriften — nicht erfüllt werden.

5. Die Proberinge können entweder aus versandbereitem Lager-vorrat oder aus dem Bestand eines einzelnen Auftrages im Betonwerk oder an der Baustelle entnommen werden. Für die Prüfung sind nur unbeschädigte Stücke zu wählen, die dem Durchschnitt des Vorrates oder der Lieferung nach dem Augenschein und nach der Klangprüfung entsprechen. Vor der Entnahme ist das Lieferwerk zu unterrichten, daß ein Beauftragter bei der Auswahl zugegen sein kann.

6. Für eine ordnungsgemäße Prüfung sind 6 Proberinge der zu prüfenden Größe und Art erforderlich. Soll eine Abnahmeprüfung lediglich als Stichprobe mit einer geringeren Zahl Proberinge durchgeführt werden, so daß also Versuchsmittelwerte (vgl. G — Prüfverfahren) nicht gebildet werden können, so bedarf es vorherigen Einverständnisses zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer, daß das Prüfergebnis gleichwohl maßgebend sein soll.

## G. Prüfverfahren.

## 1. Vorbehandlung.

Die Ringe sind in lufttrockenem Zustand zu prüfen. Tag der Prüfung und Alter sind im Prüfbericht anzugeben.

Erforderlichenfalls sind die Ringe mindestens 48 Stunden lang in einem Raum von Zimmertemperatur zu lagern.

Ringe, die beim Anklopfen mit einem leichten Hammer in lot-rechter Stellung auf fester Unterlage am Klang erkennen lassen, daß sie Beschädigungen aufweisen (vgl. E — Gütevorschriften), können verworfen werden.

Auf Verlangen des Auftraggebers können auch feuchte Ringe geprüft werden. Stehen halbfeuchte Ringe zur Verfügung, dann sind sie vor der Scheiteldruckprüfung eine Woche lang gründlich zu durchfeuchten, weil die Prüfung halbfeuchter Ringe keine zuverlässigen Aufschlüsse über die Tragfähigkeit gibt.

Über die Vorbehandlung muß der Prüfbericht Auskunft geben.

## 2. Scheiteldruckfestigkeit.

Geprüft wird nach DIN DVM 2150.

Scheiteldruckfestigkeit (Bruchlast) gilt als erreicht, wenn die Lastanzeige bei fortschreitendem Zusammendrücken des Ringes nicht mehr steigt.

Die Scheiteldruckfestigkeit ist als Mittel aus 3 Versuchen zu bestimmen.

## 3. Wasserdichtigkeit.

Die Wasserdichtigkeit wird an mit Wasser gefüllten aufrechtstehenden ganzen Ringen geprüft.

Auf einer wasserundurchlässigen Unterlage werden die Ringe mit dem Stumpfen nach oben in geschlossenem Raum senkrecht aufgestellt und an der Stellfläche abgedichtet, entweder durch Ansetzen von Wulsten aus Ton oder Zementmörtel innen und außen oder durch Eingießen einer einige Zentimeter dicken Schicht aus Bitumen oder einer anderen geeigneten Masse. Während des Versuchs soll die Raumtemperatur zwischen 10 und 20° betragen. Genügender Schutz gegen unmittelbare Sonnenbestrahlung und Zugluft im Versuchsraum ist sicherzustellen. Nach genügender Erhärtung der Abdichtung werden die Ringe bis nahe an die Unterkante der Muffe mit Wasser gefüllt, dieser Wasserstand als Nullablesung für die weiteren Messungen zugrunde gelegt (Nullablesung unmittelbar nach der Füllung) und die Ringe oben abgedeckt (erforderlichenfalls in verschlossenem Raum).

Das Absinken des Wasserspiegels wird 3 Stunden nach der Füllung festgestellt und das Wasser bis zur ursprünglichen Höhe nachgefüllt. Ablesen und Wiederauffüllen finden weiterhin 8, 24 und 48 Stunden nach der Füllung statt; die Schlußablesung wird 72 Stunden nach der Füllung vorgenommen.

Als Maß für das Absinken nach 24 Stunden gilt das Mittel aus den Ablesungen an 3 verschiedenen Ringen (vgl. E — Gütevorschriften — 2b). Das Absinken nach 48 und 72 Stunden gibt weitere Aufschlüsse über die Undurchlässigkeit. Die Selbstdichtung kann früher oder später eintreten. Das Aussehen der Ringaußenfläche ist im Bericht (z. B. durch Lichtbild) anzugeben.

## 4. Abnahme.

Bestehen die geprüften Schachtringe die Prüfung, so gilt der Nachweis für sämtliche Ringe der betreffenden Lieferung. Ist aus nicht erkennbaren Gründen ein Ring nicht einwandfrei, dann kann der Auftragnehmer verlangen, daß die Prüfung an der gleichen Zahl von Proberingen aus der gleichen Lieferung wiederholt wird. Bestehen die neuerlich ausgesetzten Proberinge die Prüfung, dann gilt die gesamte Lieferung als abgenommen. Fällt auch diese Prüfung ungenügend aus, so ist der Auftraggeber berechtigt, die ganze Lieferung zurückzuweisen.