

# DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

20. Juli 1942

Heft 29/30

## NEUE ERKENNTNISSE ZUM GESCHIEBE-PROBLEM.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Techn. Hochschule Danzig).

Von o. Professor Dr. Ing. habil. Richard Winkel, Danzig.

DK 627.157

In dem Buche „Grundlagen der Flußregelung“<sup>1</sup> ist in den Abb. 25 und 26 auf den Zusammenhang zwischen Gefälle und Größe des Geschiebekorns hingewiesen worden. Es bot sich im Jahre 1941 die Gelegenheit, diesen gesetzmäßigen Zusammenhang in der Natur nachweisen zu können; in einem pommerschen Küstenflusse wurden auf einer Flußstrecke von über 100 km sowie in seinem Nebenflusse auf einer Strecke von 35 km dem Flußbett in Abständen von je ungefähr 5 km Geschiebeprouben entnommen, die dann in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig durch Aussieben in ihrer Korngrößen-Zusammensetzung durch Zerlegen in 8 Gruppen von verschiedenen Korngrößen untersucht wurden.

wurden die Wasserspiegel-Senkungen  $\bar{J}$  (in m/km) auf 1 km Flußlänge zum Vergleich herangezogen. Nach Ausschalten einiger Stellen, an denen offensichtlich Abweichungen vom normalen Verhalten bestehen, z. B. in Moränen-Gebieten, ergab die Ausgleichrechnung für den Hauptfluß die Beziehung  $d_m = 0,78 \sqrt{\bar{J}}$  und für dessen Nebenfluß  $d_m = 0,77 \sqrt{\bar{J}}$ , also für beide einen praktisch übereinstimmenden Wert. Die Abweichungen der nach diesen beiden Beziehungen errechneten Werte  $d'_m$  von den in der Natur vorhandenen Werten  $d_m$  wurden in Hundertstel (%) gleichfalls in der Tafel 1 aufgeführt; für beide Flüsse ergab sich als durchschnittliche Abweichung ungefähr 5%, die noch innerhalb der Meßfehler-Grenzen bleibt. Damit ist aber für zwei Flüsse bereits

Zahlentafel 1. Sieb-Ergebnisse von Fluß-Geschiebe.

d	Hauptfluß						Nebenfluß					Bemerkungen	
	1 %	2 %	3 %	4 %	5 %	6 %	I %	II %	III %	IV %	V %		
> 5 mm	n=3,29	0,38	1,35	2,21	0,38	0,32	n=1,9	5,35	0,55	0,3	0,5	Der mittlere Wert des Geschiebekornes ergibt sich aus $d_m = \frac{\sum (d \cdot n)}{100}$	
> 3 mm	1,82	0,55	0,45	1,58	0,89	0,34	2,25	0,65	0,85	0,9	0,85		
> 2 mm	1,57	1,25	0,65	1,45	0,10	0,33	1,55	0,45	8,4	0,75	0,9		
> 1,4 mm	14,98	18,09	12,20	6,46	6,15	3,54	13,25	3,55	3,65	10,1	6,9		
> 1,25 mm	2,63	2,79	2,93	2,36	1,35	0,83	0,5	1,85	1,15	1,55	0,95		
> 0,8 mm	36,30	33,95	35,95	19,11	18,02	18,50	21,25	18,8	27,2	27,8	14,9		
> 0,2 mm	34,70	38,80	41,40	57,72	61,49	67,25	53,9	63,6	53,5	55,2	63,6		
< 0,2 mm	4,66	4,10	5,02	8,63	10,62	8,86	4,0	5,55	3,7	2,6	10,7		
$d_m =$	0,86	0,67	0,68	0,58	0,43	0,39	0,73	0,66	0,62	0,56	0,45		für den Hauptfluß ist $d_m \leq 0,78 \sqrt{\bar{J}}$ , für den Nebenfluß ist $d_m \leq 0,77 \sqrt{\bar{J}}$ .
$\bar{J} =$	1,0	0,9	0,8	0,48	0,3	0,25	1,01	0,72	0,49	0,45	0,33		
(errechnetes $d_m$ )	0,78	0,74	0,70	0,54	0,43	0,39	0,77	0,66	0,54	0,52	0,45	Aus diesen Beziehungen läßt sich z. B. das einem gegebenen $d_1$ zugeordnete Gefälle $\bar{J}_1$ m/km bestimmen.	
Abweichung $d'_m$ von $d_m$ in %	9%	10%	3%	7%	0%	0%	5%	0%	13%	7%	0%		
durchschnittliche Abweichung $d'_m$ von $d_m$ $\frac{9+10+3+7+0+0}{6} = 5\%$ $d'_m$ errechnet nach $d_m \leq 0,78 \sqrt{\bar{J}}$							durchschnittl. Abweichung $d'_m$ von $d_m$ $\frac{5+0+13+7+0}{5} = 5\%$ $d'_m$ errechnet nach $d_m \leq 0,77 \sqrt{\bar{J}}$						

Die gefundenen Werte sind in der Tafel 1 zusammengestellt worden; die erste senkrechte Reihe gibt die Gruppen 1—8 mit den Korngrößen  $d_1 = 5, d_2 = 3$  mm usw. an; die folgenden Reihen enthalten für die jeweilige Entnahmestelle die hundertstel Teile (%), z. B.  $n_1 = 3,29\%, n_2 = 1,82\%$  und so fort. Um nun einen Vergleichswert zu erhalten, wurde aus jeder dieser senkrechten Reihen ein mittlerer Wert  $d_m$  des Geschiebekorns ermittelt:

$$d_m = \frac{1}{100} (d_1 n_1 + \dots + d_8 n_8) = \frac{\sum (d \cdot n)}{100}$$

Diese  $d_m$ -Werte sind in der Tafel 1 aufgeführt, ebenso die aus den Längsschnitten des Flußspiegels gewonnenen Gefällwerte, und zwar

<sup>1</sup> R. Winkel, Die Grundlagen der Flußregelung einschl. Stauregelung und Theorie der Schiffschleusung. Berlin 1934. S. 34 und 35.

der gesetzmäßige Zusammenhang zwischen dem Fließgefälle  $\bar{J}$  oder dem kilometrischen Gefälle  $\bar{J}$  und der mittleren Geschiebekorngröße eindeutig nachgewiesen worden.

Als weitere Forschung wurden auf dem Versuchsfelde für Flußbau<sup>2</sup> auf dem Gelände der Technischen Hochschule Danzig Geschiebe-Versuche ausgeführt mit dem Ziele, einen Zusammenhang zwischen der Schleppkraft  $S = 1000 T J$  (in  $kg/m^2$ ) = x und der über 1 m<sup>2</sup> der Sohle weitergeführten Geschiebe-Menge (in m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>) zu gewinnen. Da die Messungen stets im Beharrungs-

<sup>2</sup> Die Mittel zur Herstellung und zur Einrichtung des Versuchsfeldes für Flußbau wurden z. T. von dem derzeitigen Senat der Stadt Danzig und z. T. von der Deutschen Forschungsgemeinschaft dankenswerter Weise dem Verfasser zur Verfügung gestellt.

zustande nach beendeter Umlagerung des Sandes ausgeführt wurden, wurde der Einfluß der Zeitdauer ausgeschaltet. Das Aufhören der Geschiebebewegung im Staubereiche konnte gut beobachtet werden.

Wenn es sich hierbei auch nur um einen ersten Anfang einer noch mit verschiedenen Kornzusammensetzungen und u. U. auch bei verschiedener Wasserwärme planmäßig durchzuführenden Forschungsarbeit handelt, so sind aber doch die hier gewonnenen Ergebnisse bereits so klar und eindeutig, daß es wohl zweckmäßig ist, die wissenschaftlich arbeitenden Wasserbauingenieure hiervon in Kenntnis zu setzen.

Zunächst wurde auch hier durch Aussieben die Korngrößenverteilung des bei den Versuchen benutzten Sandes bestimmt; die Tafel 2 gibt diese Ergebnisse wieder,  $d_m$  wurde zu 0,15 mm er-

Zahlentafel 2.

Sieb-Ergebnisse des für die Geschiebe-Versuche benutzten Sandes.

d =	> 0,5 mm	> 0,2	> 0,1	> 0,06	< 0,06 mm	
n in %	3,4 %	44,1	32,8	15,7	4 %	$\Sigma = 100 \%$
d · n =	1,700	+ 8,820	+ 3,280	+ 0,942	+ 0,024	$\Sigma (d \cdot n) = 14,766$

Der mittlere Wert des Geschiebekorns  $d_m = \frac{\Sigma (d \cdot n)}{100} = \text{rd. } 0,15 \text{ mm.}$

halten, da die Korngrößen im Bereich 0,1—0,2 mm mit zusammen 77% den Hauptanteil des Sandes bilden. Die Versuchseinrichtung bildete in einem betonierten Gerinne von 1,5 m Breite eine Stauhaltung nach, indem ein Wehr in die Rinne eingesetzt wurde; vor Beginn der Versuche war die Sohle des Gerinnes gleichmäßig mit dem Sand bedeckt worden, dessen Menge zuvor für jedes einzelne Feld von 2 m Länge genau bestimmt worden war. Während des Versuches wurde die Gesamtmenge des Sandes nicht mehr verändert. Da sich nun im Staubereiche der Wert (T · J) ständig ändert, so mußte sich auch die Geschiebe-Förderung ständig ändern; diese Änderung wurde nach Beendigung des laufenden Versuches wieder durch genaue Mengenermittlung des in jedem 2 m langen Felde verbliebenen Sandes festgestellt, nachdem zuvor während des Versuches in den einzelnen Feldern sowohl T wie J gemessen worden waren. Aus den gemessenen Änderungen der Sandmengen in den Feldern waren die y-Werte bestimmbar.

Die erhaltenen Ergebnisse, die aus zahlreichen Versuchsreihen gewonnen wurden, sind in der Tafel 3 zusammengestellt und

Zahlentafel 3. Ergebnisse der Geschiebe-Versuche auf dem Versuchsfelde für Flußbau, Techn. Hochschule Danzig.

$x = 1000 T J \text{ kg/m}^2$ (T in m)		0,84	1,03	1,42	1,87	3,35	4,37 $\text{kg/m}^2$
$y = \frac{\text{m}^3 \text{ Sand}}{1 \text{ m}^2 \text{ Fläche}}$		0,006	0,0093	0,013	0,015	0,0183	0,0193 $\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$

(bei einer Wasserwärme von ungefähr + 16° Celsius).

ferner zeichnerisch in der Abb. 1 dargestellt worden; die x- (1000 T J) Werte (in  $\text{kg/m}^2$ ; T in m) sowie die zugeordneten y-Werte (in  $\text{m}^3/\text{m}^2 = \text{m}$ ) der geförderten Geschiebemenge wurden mit ihren logarithmischen Zahlen aufgetragen. Die völlig glatt verlaufende Kurve läßt einen unbedingt gesetzmäßigen Zusammenhang erkennen; da nun aber in logarithmischer Darstellung eine gekrümmte Linie nicht mehr einem einfachen Potenzgesetz folgt, war eine besondere Ausgleichrechnung erforderlich, deren Gedankengänge durch die Beziehungen  $y' = (A - y)$  und  $y = A - a x^{0,1}$  gekennzeichnet werden. In dieser Weise wurde als vorläufiges (also noch nicht allgemein verwertbares) Gesetz ermittelt

$$y = 0,1 - \frac{0,091}{x^{0,1}}$$

oder in allgemeiner Form

$$y = A - \frac{a}{x^{0,1}}$$

Die Abweichungen der hiernach errechneten Werte von den Forschungsergebnissen bleiben innerhalb der Meßfehlergrenzen; die durchschnittliche Abweichung beträgt nur 3,8%. A ist der Wert der größten Geschiebe-Förderung, der erst bei sehr großem x angenähert erreicht wird, während bei sehr kleinem x die Größe  $a : x^{0,1}$  so zunimmt, daß sie sich an Größe dem Wert A nähert, so daß y schließlich Null wird und der Geschiebesand zur Ruhe kommt.

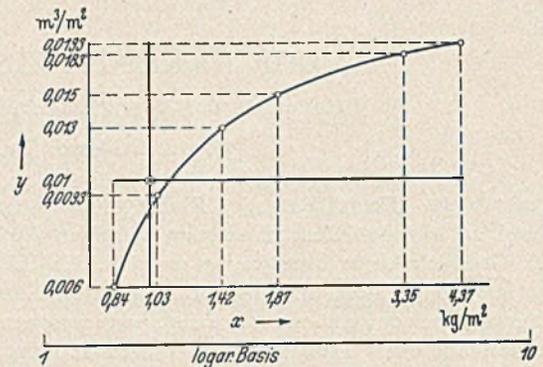


Abb. 1. Geschiebe-Förderung y (in  $\text{m}^3/\text{m}^2$ ) durch die Schleppkraft  $x = 1000 T J$  ( $\text{kg/m}^2$ ) bei  $z + 16^\circ$  Celsius und  $d_m = 0,15 \text{ mm}$  (T in m).

Ein der Natur (Stauhaltung in einem Flusse) entnommenes Beispiel möge diese Zusammenhänge näher erläutern; in dieser Stauhaltung waren auf einer Strecke von rd. 5 km flußaufwärts vom Wehr entfernt die in der Tafel 4 mitgeteilten Größen J und T durch Messungen erhalten worden. Die folgenden waagrechten Reihen wurden nach den neuen Erkenntnissen berechnet; da die Größen A und a in der vorgenannten Beziehung für den hier betrachteten Fall noch nicht genau ermittelt werden konnten, wurde zunächst A zu etwa 1,25 und a zu 1 angenommen. Ferner wurden auch die dem jeweiligen Gefällwert  $\bar{J}$  ( $\text{m}/\text{km}$ ) zugeordneten  $d_m$  (mm) Korngrößen nach den oben erhaltenen und auch in der Tafel 1 angegebenen Beziehungen erhalten. Da sowohl  $\bar{J}$  wie die Schleppkraft S in der Richtung zum Wehr hin in

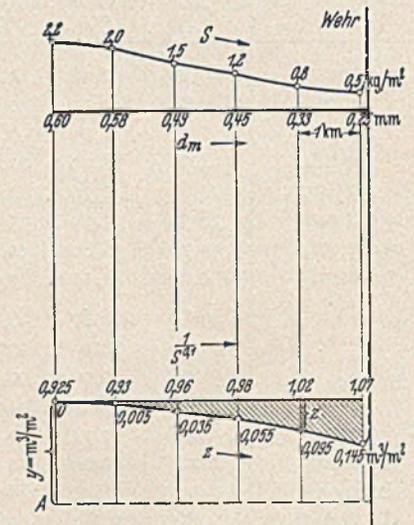


Abb. 2. S und  $d_m$  sind naturgegebene Werte; y und z sind rechnerisch ermittelte Werte.

der Stauhaltung ständig abnehmen, ist zu erwarten, daß diejenigen Geschiebeteile, die ein wesentlich größeres  $d_m$  als  $d_m$  aufweisen, nach und nach zur Ruhe kommen, sich also ablagern; es sind mithin die erste und die vierte waagrechte Reihe miteinander in Beziehung zu bringen.

Die in Klammern eingeführten Zahlen der geförderten Geschiebemengen y (in  $\text{m}^3/\text{m}^2 = \text{m}$ ) zeigen, daß tatsächlich die zu erwartenden und in der Natur auch erfolgten Ablagerungen in dem Maße zunehmen wie x (=S) und damit auch y flußabwärts an Größe verliert; gehen wir von der Zahl  $y_1 = 0,325$  am oberen Anfang der betrachteten Strecke aus, so ergeben die Unterschiede  $z_1 = y_1 - y_2, z_2 = y_1 - y_3$  usw. (in m) einen ungefähren Anhalt dafür, welche Mächtigkeit die Ablagerungen auf der Flußsohle annehmen können.

Besonderes Interesse verdienen deshalb die Höhen z (in m) der Ablagerungen auf der Flußsohle in der Stauhaltung, die in

Abb. 2 durch die schraffiert gezeichneten Flächen dargestellt werden; allerdings erfolgt die Ablagerung infolge örtlicher Störungen nicht so gesetzmäßig und gleichmäßig zunehmend, wie es diese z-Fläche angibt. Würde  $a = 10$  statt 1 angenommen, so würden unabhängig von der Größe A die z-Werte 10 mal so groß wie in

Es ist noch darauf hinzuweisen, daß auf einer gewissen Strecke unmittelbar vor dem Wehr sich eine Senkungslinie des Wasserspiegels bis zum Wehr ausbildet, wodurch in Wehrrnähe die Werte  $\bar{J}$  und S wieder schnell zunehmen, weshalb dann dort auch y wieder größer wird, so daß vor dem Wehr das Geschiebe zum

Zahlentafel 4. In einer Stauhaltung ermittelte Werte:

1000 J = $\bar{J}$ . . . . .	=	0,62 m	0,56 m	0,40 m	0,33 m	0,18 m	0,10 m	(Wehr)
T . . . . .	=	3,6 m	3,6 m	3,8 m	4,1 m	4,4 m	4,7 m	—
S = 1000 T J . . . . .	=	2,2 kg/m <sup>2</sup>	2,0 kg/m <sup>2</sup>	1,5 kg/m <sup>2</sup>	1,2 kg/m <sup>2</sup>	0,8 kg/m <sup>2</sup>	0,5 kg/m <sup>2</sup>	—
$\bar{J}$ zugeordnetes $d_m$ . . . . .	=	0,6 mm	0,58 mm	0,49 mm	0,45 mm	0,33 mm	0,25 mm	—
I/S <sup>0,1</sup> . . . . .	=	0,925	0,93	0,96	0,98	1,02	1,07	—
geförderte Geschiebemenge y bei Annahme A = 1,25; a = 1	=	$0,325 \frac{m^3}{m^2}$	$0,32 \frac{m^3}{m^2}$	$0,29 \frac{m^3}{m^2}$	$0,27 \frac{m^3}{m^2}$	$0,23 \frac{m^3}{m^2}$	$0,18 \frac{m^3}{m^2}$	—
nicht weiter geförderte Geschiebemengen	=	0,325	—	0,325	—	0,325	—	—
z = y <sub>1</sub> - y <sub>2</sub> usw.	=	$z = 0 \frac{m^3}{m^2}$	$-0,005 \frac{m^3}{m^2}$	$-0,035 \frac{m^3}{m^2}$	$-0,055 \frac{m^3}{m^2}$	$-0,095 \frac{m^3}{m^2}$	$-0,145 \frac{m^3}{m^2}$	—

der Tafel 4 erhalten werden, was dem wirklichen Geschehen sehr nahe kommen würde<sup>3</sup>.

Unterwasser fortgespült wird. In der Abb. 2 ist das Verhalten von  $\bar{J}$  und y vor dem Wehr durch die steil hochführenden Linien gekennzeichnet worden.

Die planmäßige Erforschung dieser geschilderten Vorgänge wird durch die mitgeteilten Untersuchungen und Ergebnisse erst angebahnt, nach den bisher vorliegenden Erkenntnissen ist aber zu hoffen, daß sie lohnend und erfolgreich sein wird und daß sie die Kenntnis der schwierig zu erfassenden Vorgänge bei der Geschiebebewegung in Flüssen sehr erweitern und fördern wird.

## ANREGUNG ZUR BERECHNUNG DER BODENREAKTIONEN UND DER KIPPSICHERHEIT AUSMITTIG LASTENDER MASSIVGRUNDWERKE.

Von Baurat Dr.-Ing. Hermann G. Schütte, Hamburg.

DK 624.131.52/537

Übersicht: Stellungnahme gegen die gebräuchliche Sohldruckannahme und gegen die Vorstellung vom Kippen um die Bauwerkskante. Mit Hilfe der aus der klassischen Erddrucklehre abgeleiteten Rand-Grundbruch-Bedingungen wird eine Berechnung der Verteilung der vom Boden aufnehmbaren Sohldrucke entwickelt. Die zulässigen Sohldrucke hängen außer von den Bodeneigenschaften von Gestalt und Tiefenlage der Sohle ab. Die Kippsicherheit ist aus der Zusammendrückbarkeit des Baugrundes und aus der Rand-Grundbruch-Bedingung zu ermitteln.

### Fragestellung.

Die Pressungen zwischen Bauwerk und Baugrund sind nur ausnahmsweise gleichmäßig über die Sohle verteilt. Die Häufung der Pressungen am Rande oder in der Mitte der Sohle beeinflusst den Kräfteverlauf, z. B. die Biegemomente, im Grundwerk je nachdem ungünstig oder günstig<sup>1</sup>. Dagegen hat die Sohldruckverteilung bei der Beurteilung der Aufnahmefähigkeit des Baugrundes für Bauwerkslasten solange keine unmittelbare Bedeutung, als die Lasten lotrecht und mittig auftreten. Es genügt, mit der durchschnittlichen Pressung V/F zu rechnen. Deren zulässige Höhe ist dann allerdings der Sohlfläche und dem Baugrunde entsprechend nach Maßgabe der zu erwartenden Einsinkung zu bestimmen<sup>2</sup>. Dabei wird es sich im allgemeinen darum handeln, die Setzungen gering zu halten, während andererseits auch bei größeren Einsinkungen der Bestand des Bauwerkes nicht gefährdet würde.

Wesentlich anders liegen die Dinge bei stark ausmittig lastenden Bauwerken; denn hier tritt die Gefahr des Kippens auf. Neben der Last ist ein Kippmoment vom Baugrund aufzunehmen; für das Baugrund-Widerstands-Moment aber gewinnt die Verteilung der Widerstandsdrücke in der Sohle ausschlaggebende Bedeutung. Außerdem ist z. B. bei Kaimauern und Wellenbrechern der Wider-

stand gegen seitliche Schübe zu berücksichtigen, und dieser hängt mit dem lotrechten Sohldruck eng zusammen.

Das bisher gebräuchliche Berechnungsverfahren ausmittig lastender Grundwerke trägt den angedeuteten Zusammenhängen ungenügend Rechnung. Bei diesem Verfahren wird geprüft, ob (mit den Bezeichnungen der Abb. 1) folgenden drei Forderungen Genüge getan sei:

- (1) 
$$\frac{V}{F(K_l - K_r)} + \frac{M}{W(K_l - K_r)} = \sigma_{\max} \leq \sigma_{zul}$$
- (2) 
$$\frac{H}{V} = \text{tg } \varphi \leq \text{tg } \varphi_{zul}$$
- (3) 
$$\frac{V \cdot \frac{b}{2}}{M} = s > 1.$$

Nach der Beziehung der Gl. (1) wurde der Baugrund so behandelt, als stelle er eine Fortsetzung des Bauwerkes nur nach unten dar und als hätte er gleichartige elastische Eigenschaften. So wurde dann eine Sohldruckverteilung mit der größten Pressung am Rande der Sohle ermittelt. Diese wurde verglichen mit einem „zulässigen Sohldruck“, ohne daß etwas Näheres darüber gesagt wurde, ob dieser Sohldruck ausdrücklich am Rande zulässig sei oder nur einen durchschnittlichen Wert darstelle, wie er bei mittig lastendem Grundwerk für  $\sigma = V/F$  angesetzt werden könnte. Nun stellt sich aber — wie die Versuche von Kögler und Scheidig gezeigt haben<sup>3</sup> — z. B. bei einem auf Sandboden flach aufgesetzten Bauwerk am Rande  $\sigma = 0$  ein, während

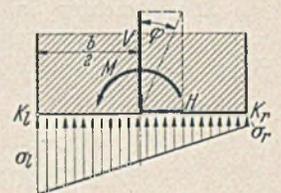


Abb. 1.

<sup>1</sup> Siemonsen, Spannungen im Grundkörper und Baugrund. Bautechn. 19 (1941) S. 159.

<sup>2</sup> Kögler-Scheidig, Baugrund und Bauwerk, 2. Aufl. Berlin 1939, S. 175.

<sup>3</sup> Wie Fußnote 2, S. 97—98.

sich die Pressungen in der Mitte häufen. Dadurch ergibt sich ein geringeres Baugrundwiderstandsmoment gegen Kippbewegungen als bei gleichmäßig verteilter Pressung. In der Beziehung der Gl. (1) ist also die rechte Seite, nämlich  $\sigma_{zul}$ , nicht in einem Wert anzugeben.  $\sigma_{zul}$  kann vom Rande zur Mitte zunehmen. Daher gilt aber auch der mittlere Teil der Beziehung nicht:  $\sigma_{max}$  kann u. U. gerade am Rande gar nicht auftreten.

Mit der Beziehung der Gl. (2) wurde entsprechend Gl. (1) so gerechnet, als ob sich der Boden unter der Bauwerkssohle nur nach unten bewegen könne. Nun tritt aber schon unter der lotrechten Belastung allein eine Neigung des Bodens zu seitlichem Ausweichen ein. Diese Neigung zum Ausweichen wird natürlich durch die waagrechten Lastanteile vermehrt; sie wird in Gl. (2) nicht erfaßt. Gl. (2) kann daher allein nicht ausreichen für die Beurteilung der Schubsicherheit.

Die Beziehung der Gl. (3) setzt voraus, daß bei Eintreten einer Kippbewegung die Vorderkante ( $K_1$  in Abb. 1) der Sohle fest stehen bleibe. Es ist aber ohne weiteres einleuchtend<sup>4</sup>, daß der Annahme, daß  $K_1$  fest bleibe, jede Begründung oder Wahrscheinlichkeit fehlt, und daß im Gegenteil  $K_1$  infolge des Kippmomentes von allen Punkten der Sohle die größte Setzung erleiden wird. Gl. (3) ist also falsch, und, was schlimmer ist, sie ist irreführend. Man kann mit Gl. (3) noch eine ausreichende Kippsicherheit errechnen, wo längst keine mehr vorhanden ist.

Die wirklichen Spannungen und Formänderungen des Baugrundes hängen von mehreren Beziehungen (Verdichtungsziffer  $\alpha$  in Abhängigkeit von der Pressung und der Belastungszeit, Veränderlichkeit der Werte  $\tau_0$  und  $\text{tg } \varrho$  in der Coulomb'schen Schubwiderstandsgleichung  $\tau = \tau_0 + \sigma \cdot \text{tg } \varrho$ , Lagerungsdichte) ab, die nur in seltenen Fällen bestimmt werden können und deren vollständige Berechnung diese äußerst schwierig machen würde. Bei Ingenieurberechnungen muß häufig mit vereinfachenden Hypothesen gearbeitet werden, deren Ungenauigkeit dann in geeigneter Weise durch Sicherheitsfaktoren oder andere Schätzungen Rechnung zu tragen ist. Nachdem dargelegt ist, daß die bei den gebräuchlichen Verfahren der Berechnung ausmittig lastender Grundwerke vorausgesetzten Hypothesen an wesentlichen Zusammenhängen vorbeigehen statt sie vereinfachend wiederzugeben, handelt es sich um die Frage, ob mit treffenderen Hypothesen ein richtiges einfaches Berechnungsverfahren entwickelt werden kann.

Der Entwicklung des neuen Berechnungsverfahrens werden folgende Voraussetzungen und Annahmen zu Grunde gelegt: Der Grundwerkskörper habe eine so große Längenausdehnung, daß es genügt, den Querschnitt zu betrachten und die Kraftwirkungen zweidimensional zu behandeln. Der Grundwerkskörper könne als „starre Scheibe“ gelten. Die Sohlfläche verlaufe waagrecht. Für den Boden des Baugrundes gelte mit genügender Genauigkeit die Coulomb'sche Hypothese  $\tau = \tau_0 + \sigma \cdot \text{tg } \varrho$ , nach der  $\tau_0$  und  $\varrho$  für einen bestimmten Boden unveränderliche Eigenschaften bezeichnen. Der widerstehende Boden des Baugrundes sei so dicht gelagert, daß sich die Gleitflächen darin schon nach geringen Verschiebungen in der vollen, dem Grenzwert des Erdwiderstandes entsprechenden Form ausbilden.

**Lotrechte Sohldrücke.**

Die lotrechten Sohldrücke unter einem Grundwerk (Abb. 2) verändern den ursprünglichen Spannungszustand des Baugrundes. Wenn die Summe der Pressungen

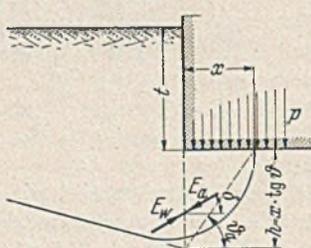


Abb. 2.

$$(4) \quad P = \int_0^x p \cdot dx$$

in einem Abschnitt von der Breite  $x$  — gemessen von der Grundwerkskante — die Grenze des vom Boden aufnehmbaren Druckes erreicht und eben überschreiten will, wird der Boden unter dem Grundwerk seitlich ausweichen, und es

<sup>4</sup> Vgl. hierzu auch Sch ro e t e r, Der Nachweis der Kippsicherheit bei Stützmauern. Beton u. Eisen 14 (1915) S. 292, und Cra e m e r, Wider den sogen. Kippsicherheitsgrad von Stützmauern, Bautechn. 3 (1925) S. 627.

wird sich eine Gleitfläche etwa nach Art der in Abb. 2 eingezeichneten ausbilden. An Stelle dieser gekrümmten Gleitfläche mögen für die Rechnung ebene Gleitflächen gesetzt werden.

Es wird zunächst von kohäsionslosem Reibungsboden ausgegangen und der Einfluß der Kohäsion danach angefügt. Gegen eine lotrecht unter der linken Grundwerkskante gedachte Ebene wirkt von rechts angreifender Erddruck in Höhe von

$$(5) \quad E_a = \lambda_a \cdot h \cdot \left( \frac{1}{x} \int p \cdot dx + \gamma \cdot \frac{h}{2} \right),$$

und durch die einsetzende Bewegung nach links wird dort Erdwiderstand ausgelöst in Höhe des Grenzwertes von

$$(6) \quad E_w = -\lambda_w \cdot h \cdot \gamma \cdot \left( t + \frac{h}{2} \right).$$

Der Wert von  $h$  in den Gl. (5) und (6) ist gradlinig mit  $x$  veränderlich gemäß der Beziehung

$$(7) \quad h = x \cdot \text{tg } \vartheta.$$

Aus  $E_a + E_w = 0$  ergibt sich

$$(8) \quad \int p \cdot dx = x \cdot \gamma \cdot t \frac{\lambda_w}{\lambda_a} + \frac{x^2}{2} \cdot \gamma \cdot \text{tg } \vartheta \left( \frac{\lambda_w}{\lambda_a} - 1 \right)$$

und nach Differentiation

$$(9) \quad p = \frac{\lambda_w}{\lambda_a} \cdot \gamma \cdot t + x \cdot \gamma \cdot \text{tg } \vartheta \left( \frac{\lambda_w}{\lambda_a} - 1 \right).$$

Darin stellt das erste Glied den Einfluß der Gründungstiefe bzw. der Bodenlast über der Bausohle dar und das zweite Glied den Einfluß des Abstandes von der Grundwerkskante. Entsprechend verlaufen die Kennlinien der aufnehmbaren Sohldrücke  $p$  gemäß Abb. 3a oder Abb. 3b, je nachdem, ob eine Bodenlast über der Bausohle liegt oder nicht. Sie sind in beiden Fällen oft mit den nach Gl. (1) errechneten Spannungen  $\sigma$  nicht im Einklang.

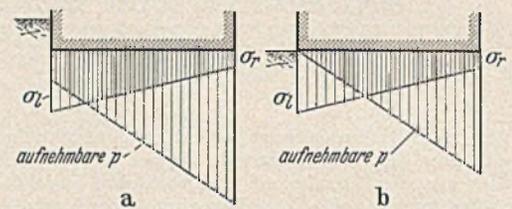


Abb. 3.

$\lambda_w$  und  $\lambda_a$  sind Kennwerte für den spezifischen Erdwiderstand und Erddruck; ihre Höhe hängt außer von dem in der Gleitfläche zur Wirkung kommenden Bodenreibungswinkel  $\varrho$  von dem Wandreibungswinkel  $\delta$  ab. Während  $\varrho$  als Ausdruck einer Bodeneigenschaft im Laboratorium zu bestimmen ist, richtet sich  $\delta$  außerdem nach den zu erwartenden Verschiebungen hier zwischen dem abwärts gleitenden Bodenkeil des angreifenden Erddrucks und dem gegen den Erdwiderstand aufwärts zu drückenden Bodenkeil. Die Frage nach der Größe des anzusetzenden Winkels  $\delta$  ist nicht abschließend geklärt. In Standsicherheitsberechnungen muß zur Vorsicht vorläufig im allgemeinen mit  $\delta = 0$  gerechnet werden.

**Z a h l e n t a f e l 1.**

Festwerte der Gleichung  $p = \frac{\lambda_w}{\lambda_a} \cdot \gamma \cdot t + \gamma \cdot x \cdot \text{tg } \vartheta \left( \frac{\lambda_w}{\lambda_a} - 1 \right)$  des aufnehmbaren Sohldruckes für waagrechtes Gelände vor der Bauwerkskante und Reibung zwischen den Teilgleitkörpern von  $\delta = 0$ .

$\varrho$	15°	17½°	20°	22½°	25°	27½°	30°	32½°	35°
$\lambda_w$ . . .	1,70	1,85	2,03	2,23	2,48	2,73	3,03	3,33	3,70
$\lambda_a$ . . .	0,59	0,54	0,49	0,45	0,41	0,37	0,33	0,30	0,27
$\lambda_w/\lambda_a$ . .	2,88	3,42	4,15	4,95	6,05	7,35	9,10	11,10	13,7
$\text{tg } \vartheta_a$ . .	1,30	1,37	1,43	1,49	1,56	1,67	1,72	1,82	1,92
$\text{tg } \vartheta \left( \frac{\lambda_w}{\lambda_a} - 1 \right)$	2,44	3,32	4,51	5,90	7,90	10,6	13,9	18,35	24,4

Zahlentafel 2.

Festwerte der Gleichung  $p = \frac{\lambda_w}{\lambda_a} \cdot \gamma \cdot t + \gamma \cdot x \cdot \operatorname{tg} \vartheta \left( \frac{\lambda_w}{\lambda_a} - 1 \right)$  des aufnehmbaren Sohldruckes für waagrechtes Gelände vor der Bauwerkskante und Reibung zwischen den Teilgleitkörpern von  $\delta = \varrho$ .

$\varrho$	15°	17½°	20°	22½°	25°	27½°	30°	32½°	35°
$\lambda_w \cdot \cos \delta^*)$	2,17	2,53	2,96	3,46	4,12	4,97	5,91	7,17	8,40
$\lambda_a \cdot \cos \delta^*)$	0,50	0,45	0,40	0,36	0,33	0,29	0,26	0,24	0,20
$\lambda_w/\lambda_a \cdot \cdot$	4,3	5,6	7,3	9,6	12,6	17,0	22,7	30,0	41,0
$\operatorname{tg} \vartheta_a \cdot \cdot$	1,00	1,05	1,12	1,18	1,25	1,31	1,39	1,47	1,58
$\operatorname{tg} \vartheta \left( \frac{\lambda_w}{\lambda_a} - 1 \right)$	3,30	4,82	7,05	10,15	14,50	21,00	30,10	42,70	63,20

\*) Also waagrechte Komponenten von  $\lambda$ .

Die zunächst für kohäsionslosen Boden angestellte Überlegung läßt sich unschwer hinsichtlich der Wirkung der Kohäsion ergänzen, wenn man gewisse weitere Ungenauigkeiten in Kauf nimmt. Zu der schon in der obigen Rechnung enthaltenen Ungenauigkeit, die darin liegt, daß die gekrümmte Gleitfläche durch zwei Ebenen ersetzt wurde, kommt hier zunächst die Schwierigkeit, die maßgebenden Neigungen dieser Ebenen zu ermitteln. Sie müßten für Reibung und Kohäsion durch eine Minimumuntersuchung bestimmt werden, und für diese Neigung wären die Werte von  $\lambda_a$  und  $\lambda_w$  neu zu errechnen. Im Verhältnis zu dem Genauigkeitsgrade der Bestimmbarkeit des Kohäsionswertes  $\tau_0$  lassen Abweichungen des für Reibung und Kohäsion maßgebenden Gleitwinkels von dem für Reibung allein geltenden keine erheblichen Unterschiede des Gesamtergebnisses erwarten. Darum wird man in den folgenden Gleichungen im allgemeinen für  $\vartheta_a$  und  $\vartheta_w$  die für Reibungsboden geltenden Werte einsetzen dürfen, d. h. für waagrechtes Gelände vor der Bauwerkskante  $\vartheta_a$  gemäß Zahlentafel 1 und 2 und entsprechend den Streck'schen Versuchen  $\vartheta_w = 45^\circ - \frac{\varrho}{2}$ .

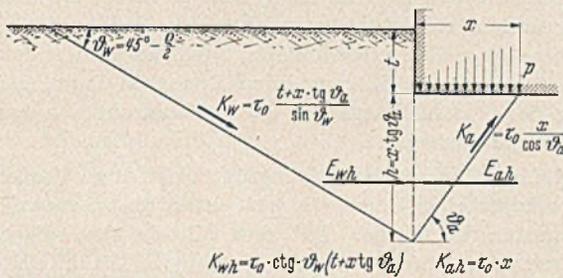


Abb. 4.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 4 kann geschrieben werden:

$$(10) \quad E_{ah} = \lambda_{ah} \cdot x \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a \left( \frac{1}{x} \int p \cdot dx + \gamma \cdot \frac{x \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a}{2} \right) - \tau_0 \cdot x$$

$$(11) \quad \left\{ \begin{aligned} E_{wh} &= -\lambda_{wh} \cdot \gamma \cdot x \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a \left( t + \frac{x \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a}{2} \right) - \\ &\quad - \tau_0 (t + x \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a) \cdot \operatorname{ctg} \vartheta_w \\ E_{ah} + E_{wh} &= 0 \end{aligned} \right.$$

$$(12) \quad \left\{ \begin{aligned} \int p \cdot dx &= \frac{\lambda_{wh}}{\lambda_{ah}} \cdot \gamma \cdot x \cdot t + \frac{x^2}{2} \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a \left( \frac{\lambda_{wh}}{\lambda_{ah}} - 1 \right) \\ &\quad \text{aus Reibung (P}_r) \\ &+ \frac{\tau_0}{\lambda_{ah} \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a} [t \cdot \operatorname{ctg} \vartheta_w + x (1 + \operatorname{tg} \vartheta_a \cdot \operatorname{ctg} \vartheta_w)] \\ &\quad \text{aus Kohäsion (P}_k) \end{aligned} \right.$$

$$(13) \quad p = \frac{\lambda_{wh}}{\lambda_{ah}} \cdot \gamma \cdot t + \tau_0 \frac{1 + \operatorname{tg} \vartheta_a \cdot \operatorname{ctg} \vartheta_w}{\lambda_{ah} \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a} + x \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a \left( \frac{\lambda_{wh}}{\lambda_{ah}} - 1 \right)$$

Die Gl. (13) darf jedoch nicht vorbehaltlos angewandt werden. Es ist zu berücksichtigen, daß überall, wo der Bruchgrenzwert über-

sritten wird, wo also der teilweise Grundbruch eintritt, die Kohäsion fast verschwindet<sup>6</sup>. Außerdem besteht bei geringer Wasserdurchlässigkeit, die ja meist mit kohärenter Eigenschaft des Bodens zusammenfällt, die Möglichkeit, daß zeitweilig auch die Reibung verschwindet. Es tritt dies ein, wenn die Pressung des Bodens unter einem Belastungswechsel schneller gesteigert wird als der entsprechende Überschuß an Porenwasser entweichen kann und wenn daher der Druck von der flüssigen Phase aufgenommen wird. Wo derartige Erscheinungen zu erwarten sind, müssen daher die im Laboratorium ermittelten Werte von  $\varrho$  und  $\tau_0$  für die Rechnung herabgesetzt werden.

### Waagrechte Sohlschubkräfte.

Die vom Baugrund aufnehmbaren Sohlschubkräfte stehen als waagrechte Teilkräfte der Sohldrücke in engem Zusammenhang mit den lotrechten Teilkräften und dürfen daher nicht von diesen gesondert betrachtet werden. Wie dargelegt, vermehren die lotrechten Sohldrücke den seitlichen Erddruck des Bodens unter der Sohle gegen den vor dem Grundwerk liegenden widerstehenden Boden. Zu diesem seitlichen Erddruck sind die Sohlschubkräfte hinzuzurechnen.

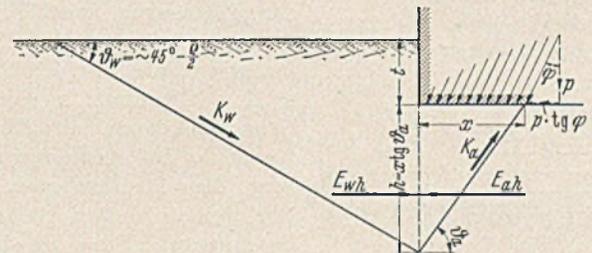


Abb. 5.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 5 ist daher entsprechend Gl. (10) u. f. zu schreiben:

$$(14) \quad \left\{ \begin{aligned} E_{ah} &= \lambda_{ah} \cdot x \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a \left( \frac{1}{x} \int p \cdot dx + \gamma \cdot \frac{x \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a}{2} \right) - \tau_0 \cdot x + \\ &\quad + \int p \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot dx, \end{aligned} \right.$$

aus (11) und (14) folgt mit der Bedingung  $E_{ah} + E_{wh} = 0$

$$(15) \quad \left\{ \begin{aligned} (\operatorname{tg} \varphi + \lambda_{ah} \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a) \cdot \int p \cdot dx &= \tau_0 \cdot t \cdot \operatorname{ctg} \vartheta_w \\ &+ x [\tau_0 (1 + \operatorname{tg} \vartheta_a \cdot \operatorname{ctg} \vartheta_w) + \gamma \cdot t \cdot \lambda_{wh} \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a] \\ &+ \frac{x^2}{2} \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2 \vartheta_a (\lambda_w - \lambda_a) \end{aligned} \right.$$

$$(16) \quad \left\{ \begin{aligned} p &= \left[ \tau_0 \frac{1 + \operatorname{tg} \vartheta_a \cdot \operatorname{ctg} \vartheta_w}{\operatorname{tg} \varphi + \lambda_{ah} \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a} + \gamma \cdot t \cdot \frac{\lambda_{wh} \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a}{\operatorname{tg} \varphi + \lambda_{ah} \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a} \right] \\ &+ x \cdot \operatorname{tg}^2 \vartheta_a \cdot \gamma \cdot \frac{\lambda_{wh} - \lambda_{ah}}{\operatorname{tg} \varphi + \lambda_{ah} \cdot \operatorname{tg} \vartheta_a} \end{aligned} \right.$$

Die Sohlschubkräfte werden demnach von dem Erdwiderstand des vor und unter der Sohlkante liegenden Bodens aufgenommen. Ist das Bauwerk ziemlich flach aufgesetzt, also  $t = 0$  oder geringfügig, so müßte das Bauwerk auf der Sohle vorgeschoben werden, wenn nicht  $\operatorname{tg} \varphi < \operatorname{tg} \varphi_{zul}$  wäre. Hinsichtlich der Gl. (2) ist also zu bemerken, daß sie zwar zur statischen Prüfung heranzuziehen ist, daß sie aber nicht allein genügt, um die Wirkung der Schubkräfte zu erfassen.

### Sohldruckverteilung.

Nach der Bestimmung der vom Baugrund aufnehmbaren Pressungen gilt es nun, in dem dadurch gegebenen Rahmen eine Verteilung der Sohldrücke zu finden, die den angreifenden resultierenden Kräften H, V und M entspricht.

Die waagrechte Resultierende H steht in einem solchen Zusammenhang mit der lotrechten Resultierenden V, daß es zweckmäßig ist, jede einzelne Rechnung für ein bestimmtes Verhältnis von  $H : V = \operatorname{tg} \varphi$  aufzustellen und dieses Verhältnis von  $H : V$  bereits in der Gleichung der aufnehmbaren Sohldrücke zu berücksichtigen.

<sup>5</sup> Streck, Beitrag zur Frage des passiven Erddrucks, Bauing. 7 (1926) S. 1 und 35.

<sup>6</sup> Tiedemann, Über die Schubfestigkeit bindiger Böden. Bau-techn. 15 (1937) S. 433.

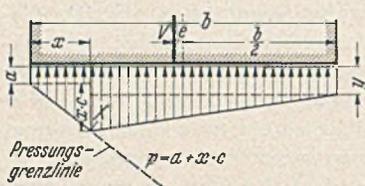


Abb. 6.

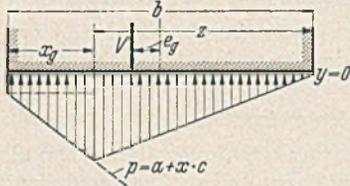


Abb. 7.

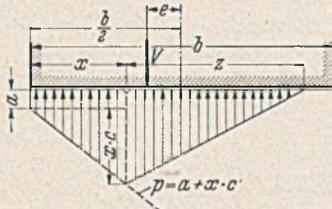


Abb. 8.

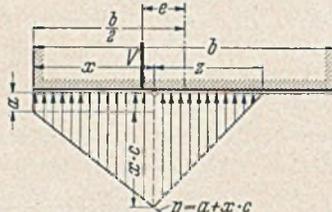


Abb. 9.

sichtigen, wie dies durch die Einführung von  $\text{tg } \varphi$  in Gl. (16) geschehen ist. Für jeden Belastungszustand eines Bauwerks, für den die Sohldruckverteilung zu ermitteln ist, ist also Gl. (16) neu auszuwerten.

Der Einfluß der waagrechten Kräfte ist dann in der Gleichung der aufnehmbaren lotrechten Sohldrücke enthalten, und es bleibt nun nur eine dieser Pressungsgrenze und den Kräften  $V$  und  $M$  gleichermaßen entsprechende Verteilungslinie zu finden.

Bei voller Inanspruchnahme der Pressungsgrenze unter der — mit Bezug auf Abb. 6 u. f. — linken Grundwerkskante, der Zehe, folgen die auftretenden Pressungen zunächst der durch Gl. (16) gegebenen Pressungsgrenzlinie. Ab einem Punkte  $X$  im Abstände  $x$  von der Grundwerkskante verläßt die Kennlinie der Pressungsverteilung die Pressungsgrenzlinie. Der weitere Verlauf ist an die Bedingungen  $\Sigma V = 0$  und  $\Sigma M = 0$  gebunden, im übrigen aber der Form nach unbestimmt. Für die folgenden Überlegungen wird die Annahme gesetzt, daß die Pressungsverteilung im Bereich zwischen dem Punkte  $X$  und der rechten Grundwerkskante geradlinig verlaufe. Aus den Gleichgewichtsbedingungen lassen sich dann die Größen von  $x$  und  $y$  bzw.  $z$ , durch welche die Pressungsverteilung gekennzeichnet ist, bestimmen.

Um die Bestimmungsgleichung übersichtlicher schreiben zu können, werden folgende Bezeichnungen eingeführt:

$$\tau_0 \cdot \frac{1 + \text{tg } \vartheta_a \cdot \text{ctg } \vartheta_w}{\text{tg } \varphi + \lambda_{ah} \cdot \text{tg } \vartheta_a} + \gamma \cdot t \cdot \frac{\lambda_{wh} \cdot \text{tg } \vartheta_a}{\text{tg } \varphi + \lambda_{ah} \cdot \text{tg } \vartheta_a} = a$$

und

$$\text{tg}^2 \vartheta_a \cdot \gamma \cdot \frac{\lambda_{wh} - \lambda_{ah}}{\text{tg } \varphi + \lambda_{ah} \cdot \text{tg } \vartheta_a} = c.$$

Mit diesen Bezeichnungen lautet Gl. (16) der Pressungsgrenzlinie

$$(17) \quad p = a + x \cdot c.$$

Aus Abb. 6 ist zu entnehmen:

$$(18) \quad V - a \cdot x - \frac{1}{2} x^2 \cdot c - y(b-x) - \frac{1}{2}(b-x)(a+x \cdot c - y) = 0$$

und

$$(19) \quad \left| \begin{aligned} &V \left( \frac{b}{2} + e \right) - a \cdot x \cdot \left( b - \frac{1}{2} x \right) - \frac{1}{2} x^2 \cdot c \left( b - \frac{2}{3} x \right) - \\ &-\frac{1}{2} \cdot y \cdot (b-x)^2 - \frac{1}{2} (a+x \cdot c - y) \cdot \frac{2}{3} (b-x)^2 = 0. \end{aligned} \right.$$

Aus Gl. (18) ergibt sich

$$(20) \quad y = \frac{2V - ab - x(a+bc)}{b-x}$$

und durch Einsetzen in Gl. (19)

$$(21) \quad x = \frac{V(b+6e) - a \cdot b^2}{2ab + b^2 \cdot c - 2V}.$$

Bei gleichbleibendem  $V$  wird mit zunehmendem  $e$  ein Grenzzustand zwischen den durch Abb. 6 und Abb. 8 gekennzeichneten Formen der Pressungsverteilung erreicht. In diesem Grenzzustand (Abb. 7) ist  $y = 0$  und  $z = b - x$ . Durch Einsetzen von  $y = 0$  in Gl. (20) erhält man

$$(22) \quad x_g = \frac{2V - ab}{a + bc}.$$

Dies in Gl. (21) eingesetzt ergibt

$$(23) \quad e_g = \frac{(2ab + b^2c - 2V)(2V - ab) - Vb - ab^2}{6V(a+bc)}.$$

Ist das Maß des gegebenen  $e < e_g$ , so ist entsprechend einer Pressungsverteilung nach Abb. 6 mit Gl. (20) und (21) zu rechnen. Ergibt sich  $e > e_g$ , so ist entsprechend Abb. 8 mit Gl. (24) bis (27) zu rechnen.

Aus Abb. 8 oder 9 ist zu entnehmen

$$(24) \quad V - ax - \frac{1}{2} x^2 \cdot c - \frac{1}{2} z(a + cx) = 0 \text{ und}$$

$$(25) \quad V \left( \frac{1}{2} b - x - e \right) + \frac{1}{2} a x^2 + \frac{1}{2} x^2 \cdot c \cdot \frac{1}{3} x - \frac{1}{2} (a + cx) \cdot z \cdot \frac{1}{3} z = 0.$$

Aus Gl. (24) läßt sich bestimmen

$$(26) \quad z = \frac{2V - 2ax - cx^2}{a + cx}.$$

Das Einsetzen dieses Ausdruckes in Gl. (25) führt zu einer Gleichung vierten Grades, für die sich eine einfache Auflösung nach  $x$  nicht angeben läßt. Darum wird nach  $e$  aufgelöst. Das gesuchte  $x$  kann dann durch Probieren bestimmt werden.

$$(27) \quad e = \frac{3ax^2 + cx^3 + 6V \left( \frac{1}{2} b - x \right) \left( 2V - 2ax - cx^2 \right)^2}{6V(a+cx)}.$$

Es bleibt zu erwähnen, daß die Sohldruckverteilung entsprechend Gl. (1) und Abb. 1 erklärt werden kann, wenn  $\sigma_1 \leq a$  ist.

### Kippsicherheit.

Für das Auslösen einer Kippbewegung des ausmittigt lastenden Bauwerkes kommen zwei verschiedene Ursachen in Frage, nämlich 1. ungleichmäßige Setzungen infolge der größeren Zusammendrückung des Bodens unter dem stärker belasteten Teil der Sohle und 2. seitliches Ausweichen des Bodens nach Inanspruchnahme der vollen aufnehmbaren Sohldrücke unter der Zehe.

Die zu erwartende Setzung eines Bauwerkes kann nach Bestimmung der Verdichtungsziffer  $\alpha$  des Baugrundes angenähert vorausbestimmt werden <sup>7</sup>.

Für die Ermittlung der Setzungsunterschiede an Vorderkante und Hinterkante eines Bauwerkes fehlt es an einem zuverlässigen und bekannten Verfahren. Mit den Mitteln der allgemeinen Setzungsberechnung und einer den jeweiligen Verhältnissen angepaßten Überlegung läßt sich jedoch ein ungefähres Bild auch von den Setzungsunterschieden gewinnen.

Je größer der durch die Setzungsunterschiede bedingte Neigungswinkel der Sohle gegenüber ihrer ursprünglichen Lage ist, und je höher der Schwerpunkt des Bauwerkes und seiner lotrechten Nutzlasten liegt, um so größer wird die Kippbewegung <sup>8</sup>.

Verschiebt sich der Bauwerksschwerpunkt infolge der Setzungsunterschiede, so ändert sich damit auch das Maß  $e$  der Ausmitte. Diese Änderung ist bei der weiteren Berechnung der Kippsicherheit zu berücksichtigen.

Sobald  $e > e_g$  und damit  $z < b - x$  wird, beginnt das Grundwerk, sich an der Ferse vom Baugrund abzuheben. Damit tritt noch kein Kippen ein. Die Entlastung schließt jedoch aus, daß die an der Zehe des Bauwerkes ansetzende Pressungsgrenzlinie auch an der Ferse noch Gültigkeit habe. Hier gilt stattdessen eine zweite Pressungsgrenzlinie, die an dem Abhebepunkte im Abstand  $b - x - z$  ansetzt und sich aus der Bedingung ableiten läßt, daß bei ihrer Überschreitung ein teilweiser Grundbruch nach rückwärts eintreten müßte (Abb. 10). Entsprechend Gl. (16) und mit der Maßgabe, daß  $t = 0$  zu setzen ist und daß  $p_2 \cdot \text{tg } \varphi$  entgegen  $E_a$  wirkt, ist daher als Gleichung der hinteren Pressungsgrenzlinie

<sup>7</sup> Wie Fußnote 2, S. 106.

<sup>8</sup> Craemer, Die Beurteilung der Kippsicherheit von Stützmauern als Labilitätserscheinung. Zement 25 (1936) S. 52.



Bodenschichten nach Auskunft der Bodenprüfstelle zu  $E = 1500$  kg/cm<sup>2</sup> anzusetzen.

Der mittlere Setzungsunterschied zwischen der vorderen und hinteren Sohlhälfte würde nun zu

$$(37) \quad \Delta s = \frac{\Delta p \cdot t}{E} = \frac{\Delta p \cdot b/2}{E}$$

zu errechnen sein. Das ergibt hier  $\Delta s = 2,3 \cdot 660 / 1500 = 1,01$  cm. In der Folge wird der Schwerpunkt bei einem Abstände  $m$  von der Sohle um

$$(38) \quad \Delta e = \frac{\Delta s \cdot m}{b/2}$$

nach vorn auswandern und die Ausmitte  $e$  um das gleiche Maß vergrößern. Mit  $m = 10,86$  m ist hier  $\Delta e = 1,01 \cdot 1086 / 660 = 1,83$  cm. Da ein Teil der Setzungsunterschiede bereits während der Fertigstellung des Baues auftrat und ihm durch eine Rückneigung nach hinten begegnet wurde, genügt es, für die Sohldruckverteilung und Kippsicherheit mit  $\Delta e = 1$  cm, also  $e = 1,77 + 0,01 = 1,78$  m zu rechnen.

2. Grenzwert der Ausmitte nach Maßgabe der Pressungsgrenzlilien.

Die Bodeneigenschaften des Baugrundes werden gekennzeichnet durch folgende Werte:

$$\varrho = 32^{1/2} \text{ } \tau_0 = 0 \quad \gamma = 1,1 \text{ t/m}^3.$$

Für die Annahme  $\delta = 0$  ist nach Zahlentafel 1

$$\lambda_w = 3,33 \quad \lambda_a = 0,30 \quad \text{tg } \vartheta_a = 1,82.$$

Durch Einsetzen in die Gl. (16, 17) und (28, 29) findet man  $a = 6,85$  t/m<sup>2</sup>,  $c = 11,33$  t/m<sup>2</sup>,  $d = 0$ ,  $f = 93,5$  t/m<sup>2</sup>, gemäß Gl. (33)  $x_k = 6,07$  m, gemäß Gl. (32)  $z_k = 0,81$  m und gemäß Gl. (34)  $e_k = 2,45$  m.

3. Die Kippsicherheit ist nun einfach als Quotient der Ermittlungen nach 2. und 1. zu bestimmen, also

$$s_k = \frac{2,45}{1,78} = 1,375.$$

Damit ist die Aufgabe im wesentlichen beendet.

4. Zur Veranschaulichung empfiehlt es sich jedoch, noch die ungefähre Sohldruckverteilung zu ermitteln. Das Kriterium der Gl. (23) ergibt  $e_g = 1,53$  m  $< e$ , also ein Belastungsbild entsprechend Abb. 8. Durch Probieren wurde gefunden, daß Gl. (27) bei  $e = 1,78$  m erfüllt ist mit  $x = 3,56$  m. Nachdem dann

aus Gl. (26)  $z = 7,83$  m bestimmt ist, kann die Sohldruckverteilung aufgezeichnet werden.

5. Zum Vergleich mit der vorstehenden für  $\delta = 0$  durchgeführten Rechnung soll auch noch die Rechnung für  $\delta = \varrho$  durchgeführt werden. Dabei ergeben sich  $a = 15,1$  und  $c = 21,5$ . Bei der Ausrechnung von  $f$  erhält man im Nenner einen negativen Wert, der Boden wird also durch die waagrechte Lastkomponente mehr nach vorn (zehenwärts) geschoben, als er durch

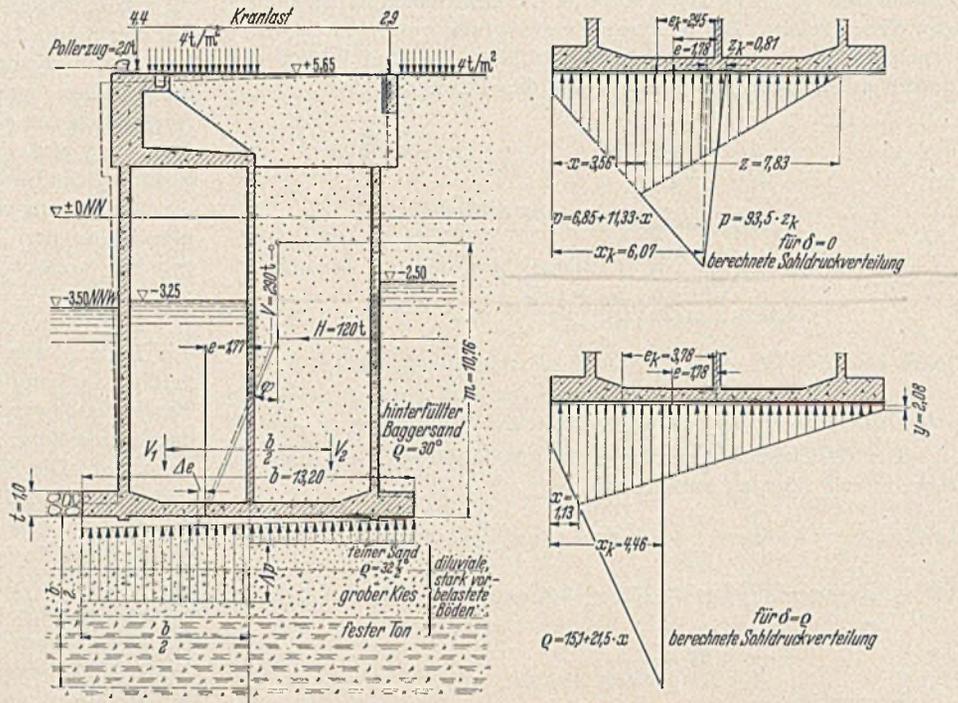


Abb. 12.

den Erddruck infolge der lotrechten Komponente nach hinten gedrückt wird. Die hintere Pressungsgrenzlilie entfällt daher, und es ist mit  $z_k = 0$  zu rechnen. Nach Gl. (26) errechnet sich  $x_k$  zu 4,46 m und nach Gl. (25)  $e_k$  zu 3,78 m; also wird  $s_k = 3,78 / 1,78 = 2,1$ . Zur Bestimmung der Sohldruckverteilung ist nach Gl. (20) und (21) zu rechnen, da sich  $e_g = 5,9 > e$  ergibt. Es wurde  $x = 1,13$  m und  $y = 2,08$  t/m<sup>2</sup> errechnet.

Die richtige Lösung wird wahrscheinlich zwischen den Ergebnissen der beiden Rechnungen für  $\delta = 0$  und  $\delta = \varrho$  liegen. Dem statischen Gefühl erscheint das eine Ergebnis zu niedrig, das andere zu hoch, jedoch der Wirklichkeit näher liegend. Eine Klärung dieser Frage wird nur mit Hilfe von Modellversuchen zu gewinnen sein.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Holzbrücke über die Rhone zwischen Lavey und Saint Maurice.

Im Frühjahr 1917 wurde von schweizerischen Pionieren eine Holzbrücke über die Rhone erbaut, um eine direkte Verbindung zwischen Lavey und Saint-Maurice herzustellen. Das System dieser Holzbrücke war ein Gitterträger der Bauart „Howe“ und zwar ein Durchlaufträger über drei Öffnungen mit hölzernen Druck- und Zugdiagonalen und mit Vertikalen aus Rundstahl.

Das verwendete Holz — zum überwiegenden Teil Lärchenholz — war nicht genügend trocken und das ungeschützte Tragwerk war die ganze Zeit allen Witterungseinflüssen ausgesetzt. Dadurch verschlechterte sich der Zustand des Bauwerks sehr rasch. Ende 1939 befand sich die Brücke in derart schlechter Verfassung, daß man sich entschloß, sie durch einen Neubau zu ersetzen.

Vorprojekte.

Es wurden drei Vorprojekte aufgestellt und eingehend verglichen.

1. Stahlbrücke: Zum überwiegenden Teil geschweißt, bestehend aus zwei durchlaufenden Hauptträgern, die als Vollwandbalken mit gleichbleibender Höhe ausgebildet werden sollten, und einer Fahrbahn aus Stahlbeton auf stählernen Längs- und Querträgern mit innenliegenden Gehsteigen.

Der Vorteil dieser Bauweise ist ihr geringes Gewicht, das gestattet hätte, die alten Pfeiler wieder zu verwenden.

2. Stahlbetonbrücke: Durchlaufende Hauptträger mit veränderlicher Höhe und mit obenliegender Fahrbahn, Gehsteige seitlich auf leichten Kragstützen. Es wäre eine weitgehende Verstärkung der Fundamente der Pfeiler notwendig geworden. Unter Umständen wäre es sogar günstiger gewesen, die bestehenden Pfeiler und ihre Gründungen ganz abzurechnen und neu zu bauen; das hätte dann auch ermöglicht, die Spannweiten der Öffnungen mit dem Verlauf der maximalen Momente des durchlaufenden Trägers besser in Übereinstimmung zu bringen.

3. Gedeckte Holzbrücke: Drei einfache Jochträger, die sich auf die bestehenden Pfeiler und Widerlager abstützen; die Pfeiler und ihre Gründungen müßten etwas verstärkt werden.

Im Frühjahr 1939, als man diese Vorprojekte aufgestellt hatte, war der Preis für Stahl und Eisen in der Schweiz schon bedeutend gestiegen. Die Stahlbetonkonstruktion wäre durch den Umfang der Gründungsarbeiten bedeutend verteuert worden. Der Kostenvergleich ergab daher die wirtschaftliche Überlegenheit der Holzkonstruktion, und der Bau der Brücke aus Holz wurde beschlossen.

Beschreibung der Brücke. Die Brücke von Lavey hat drei Öffnungen; zwei Seitenöffnungen von je 21 m und eine Mittelöffnung von 22 m Spannweite.

Die alten Gründungen, Widerlager und Pfeiler wurden wieder verwendet. Die zwei Hauptträger sind nicht als Durchlaufträger ausgebildet; einige Konstruktionselemente, wie die Fahrbahn, das obere Gebälk, die Eindeckung usw. geben dem Gesamtbauwerk jedoch genügend Längsteifigkeit. Das Bauwerk umfaßt eine einspurige Straße von 3,05 m nutzbarer Breite und zwei Gehsteige von je 1,25 m Breite; die Gehsteige liegen außerhalb der Hauptträger auf den Kragarmen der Querträger. Die Abmessungen der Träger sind den Abbildungen zu entnehmen. Der Bemessung sind folgende Lastannahmen zugrunde gelegt:

Zwei Lastwagen von je 13 t und Menschenbelastung (500 — 2 l) kg/m<sup>2</sup> auf den Gehsteigen; Belastung durch Schnee und Wind entsprechen den eidgenössischen Vorschriften von 1935. Die zulässigen

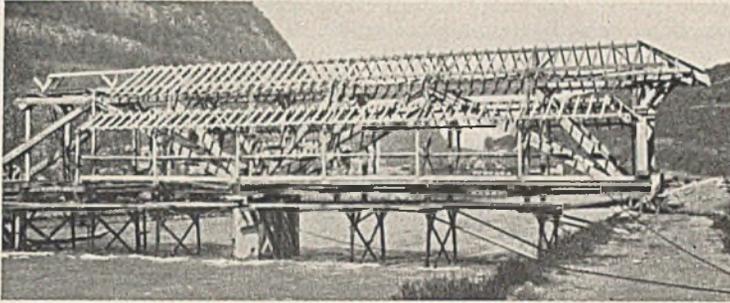


Abb. 1. Brücke im Bau.

Bodenpressungen und die Zuschläge für dynamische Wirkungen sind den provisorischen Normen für Holzbauten aus dem Jahre 1936 entnommen. Die Konstruktion ist fast ausschließlich aus Tannenholz aus dem Jura hergestellt, ausgenommen sind nur der Belag, der aus Lärchenholz, und die Auflagerböcke, die aus Eichenholz hergestellt sind. Alle Hölzer sind aus dem Vollen geschnitten.

**Fahrbahn:**

Die Fahrbahn besteht aus einem oberen Längsbelag von 12 cm Stärke, einem Querbelag von 8 cm Stärke sowie Längs- und Querhölzern. Diese Elemente wurden als Durchlaufträger auf elastischen Stützen berechnet. Die Querträger stützen sich auf die an die Vertikalen ange-schlossenen Zugstäbe ab.

**Hauptträger:**

Man hat einen alten Konstruktionstyp wieder verwendet; das doppelte Sprengwerk, das viel weniger verformbar ist als die modernen Systeme mit ihren vielen Einzelteilen. Die Knoten sind leichter herzu-

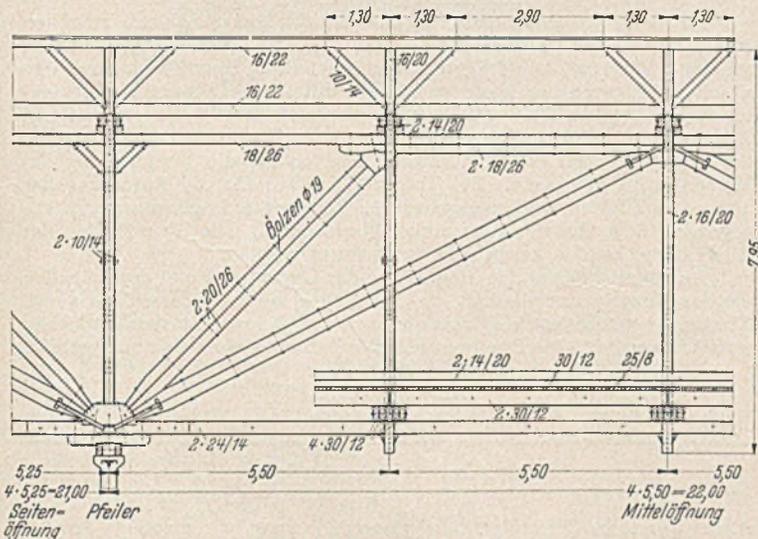


Abb. 2. Längsschnitt durch die Mittelöffnung.

stellen, und die Exzentrizität der Stabanschlüsse kann zum großen Teil vermieden werden (Abb. 1). Die theoretische Höhe der Jochträger beträgt 5,50 m, wodurch eine gute Steifigkeit gewährleistet ist. Die Lasten werden durch die Vertikalen auf die oberen Knoten übertragen. Die resultierenden Horizontalkomponenten der Kräfte des Sprengwerkes werden durch Zangen aufgenommen; für die Übertragung sind Knaggen aus Tannenholz angeordnet (Abb. 2). Wenn die Abmessungen so groß wurden, daß die Balken nicht mehr aus dem Vollen geschnitten werden konnten, hat man entsprechend ausgesuchte Stämme zusammengesetzt. Die Zugstäbe sind an den Pfeilern und Widerlagern derart verbreitert, daß genügend Auflagerungsfläche für die Abstützung erhalten wird. In den auf Zug beanspruchten Stäben hat man das System der rechtwinkligen Einlassungen und Verzahnungen verlassen, da bei diesen der Zusammenhang, besonders wenn die gestoßenen Oberflächen zahlreich sind, nie einwandfrei ist und sich dann immer wieder starke Verformungen

des Tragwerks ergeben. Die nunmehr vorgesehenen Zuglaschen sind mit geneigten Flächen versehen worden, wodurch die verbindenden Bolzen auf Zug beansprucht werden (s. Aufhängung der Vertikalen und Stoß der Zugstäbe Abb. 3 und 4). Man hat jedem Joch eine Überhöhung von 5 cm gegeben, welches Maß ungefähr  $\frac{1}{400}$  der Spannweite entspricht.

**Windverbände und Steifigkeit:**

Die seitlich wirkenden Kräfte werden in der Hauptsache durch die steifsten Elemente übernommen, also durch die Querrahmen (Hauptständer und Dachgebälk) und durch die Fahrbahn. Außerdem sind noch zusätzlich zwei Windverbände vorgesehen, einer unterhalb der Querträger, der andere zwischen den Grundswellen, um auf jeden Fall eine genügende Seitensteifigkeit des Bauwerkes, vor allem während des Bauzustandes, zu haben (s. Abb. 5). Die vom Wind herrührenden Kräfte sind schließlich auf ein System von Sprengwerken abgestützt (s. Schnitt über dem Pfeiler in Abb. 2).

**Bedachung und Schutzmaßnahme:**

Die Bedachung besteht aus auf einer Belattung aufgebracht Dachziegeln. Senkrechte Verkleidungen schließen den Zwischenraum zwischen den Bedachungen der Fahrbahn und der Gehsteige wie auch die Seitenwände der Gehsteige bis auf 1 m Höhe ab; der Schutz gegen Regen ist mithin ausgezeichnet. Man konnte sich daher begnügen, nur die wenigen der Witterung ausgesetzten Teile wie die Verkleidungen, die Pfosten der Gehsteige und die Brückeneinfahrten mit Karbolineum zu behandeln. Alle metallischen Zubeiherteile wurden gestrichen.

**Architektonische Ausbildung:**

Auf die architektonische Ausbildung wurde besondere Sorgfalt verwandt. Alle bisher bekannten Möglichkeiten architektonischer Gestaltung von Holzbauten wurden beachtet. Durch einige glückliche Entwurfsänderungen gelang es auch, dem Bau einen weniger schweren Charakter zu geben. In erster Linie sind die Abwalmungen der Bedachungen, die gedrehten Säulen an den Enden der Gehsteige, die Randmauern und die Gestaltung des Straßenanschlusses erwähnenswert (Abb. 5).

**Gründung:**

Die alte Brücke war auf Pfählen aus Lärchenholz gegründet, die in einem Kiesuntergrund, der mit großen Blöcken durchsetzt ist, eingerammt worden waren. Jedes Widerlager ruhte auf 10 Pfählen von rund 25 cm Durchmesser, die 1,80 m tief in den Boden eingetrieben waren, was auch für das neue Bauwerk genügte. Die Pfeiler dagegen besaßen nur zwei Gruppen von je drei Pfählen, mithin 6 Pfählen von 30—35 cm Durchmesser, die im Mittel ungefähr 2,20 m in den Boden eingerammt

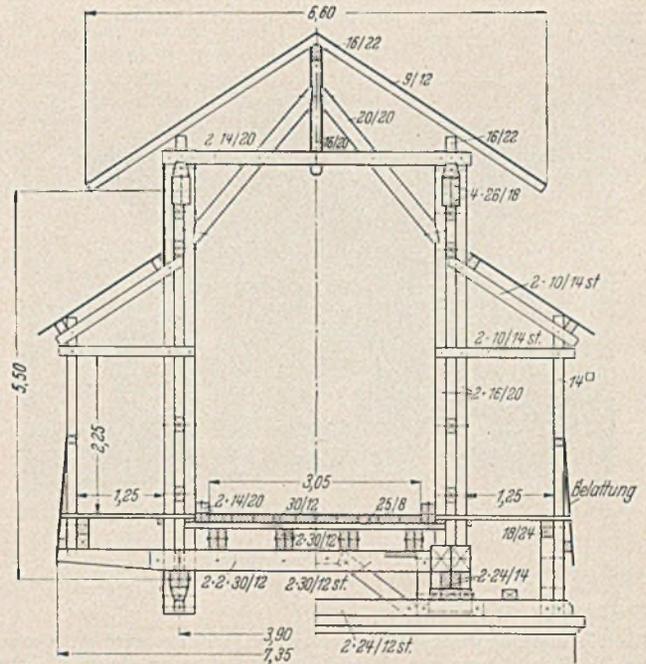


Abb. 3. Querschnitt.

waren. Eine Verstärkung dieser Gründung war daher notwendig. Man ordnete deshalb zu jeder Gruppe von drei Holzpfählen zusätzlich noch einen Betonpfahl mit 3 m Rammtiefe an. Dieser Betonpfahl hat einen Abstand von 1,50 m von der alten Gruppe der Holzpfähle, und zwar nach außen in der Achse des Pfeilers.

**Widerlager und Pfeiler:**

Die Widerlager waren für die Aufnahme der neuen Brücke zu schmal. Man sah deshalb eine neue Auflagerbank aus Stahlbeton vor, die als Kragkonstruktion über die alten Widerlager hinausragt; Platten aus Stahlbeton geben den Widerlagern, bei denen lediglich die Krone verbreitert worden ist, das Ansehen eines massiven Mauerwerks.

Die alten Pfeiler waren aus Stahl. Es war notwendig, sie zu verstärken, zu verbreitern und so abzuändern, daß ein einwandfreies Zusammenwirken innerhalb der neuen Pfeiler und eine gute Auflagerfläche für die Brücke geschaffen wurde. Man verkleidete die alten Pfeiler mit

Stahlbeton von 30 cm Stärke derart, daß dabei der der Einwirkung des fließenden Wassers stark ausgesetzte Teil so wenig wie möglich abgeändert werden mußte. Alle Pfahlköpfe wurden in unter Wasser eingebrachten Beton eingebettet.

**Ausführung der Arbeiten:**

Die Ausführung, die ursprünglich für den Herbst 1940 angesetzt war, wurde aus verschiedenen Gründen auf das folgende Frühjahr verschoben. Dies wirkte sich für das Holz nur gut aus, welches im Januar-Februar 1940 geschlagen worden war und daher mehr als ein Jahr an der Luft trocknen konnte. Die Arbeiten begannen am 15. 3. 1941. Die

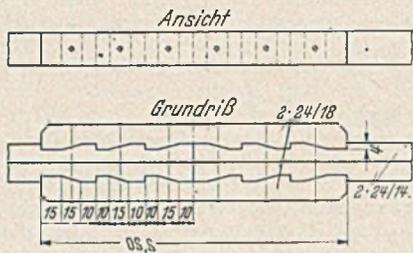


Abb. 4. Stoß der Zangen.

Betonpfähle wurden von der bestehenden Brücke aus abgebohrt. Der Zimmermann baute sein Gerüst unter der alten Brücke auf Holzpfählen und Schienen auf, die er selbst abrampte. Er begann dann den Abbruch des alten Bauwerks und anschließend die Montage der neuen Hauptträger, des Gebälks und schließlich der Fahrbahn (s. Abb. 1). Die Gründung

**Kosten des Bauwerks:**

Es wurden insgesamt 240 m<sup>3</sup> Holz benötigt. Das tote Gewicht je laufenden Meters Brücke einschließlich Abdeckung beträgt 3,2 t. Die Gesamtkosten belaufen sich auf 84,600 Fr.

**Versuchsergebnisse:**

**Probeversuche:**

Zug-, Druck- und Biegeversuche wurden im Laboratorium der Materialprüfungsanstalt der Ingenieurschule in Lausanne an einigen Stücken, die verschiedenen Hölzern entnommen waren, ausgeführt. Folgende Mittelwerte wurden festgestellt:

- Druckfestigkeit . . . . . 318 kg/cm<sup>2</sup>
- Zugfestigkeit . . . . . 552 kg/cm<sup>2</sup>.

Auf Grund dieser Werte liegt der Sicherheitsgrad der Gesamtkonstruktion auf ungefähr 5. Der mittlere Feuchtigkeitsgehalt in v. H. des Trockengewichtes war 11,2.

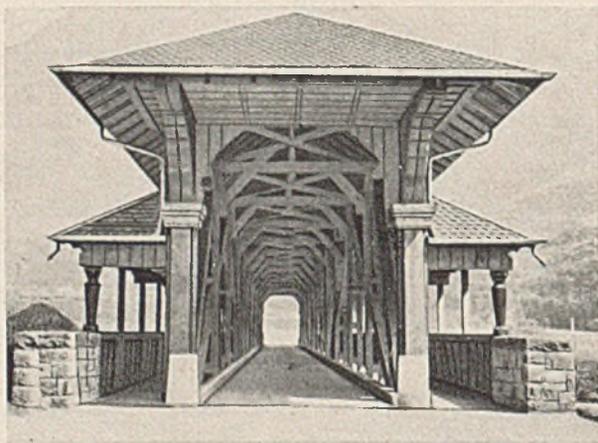


Abb. 5. Brückeneinfahrt.

**Belastungsprobe:**

Eine Belastungsprobe wurde am 15. 7. 41 durchgeführt. Gemessen wurden die Durchbiegungen in zwei Längsträgern, in einem Querträger und in verschiedenen Elementen eines Hauptträgers (Sprengwerkbalken, oberes Gebälk, Zugstäbe). Die bleibenden und die elastischen Durchbiegungen in der Mitte des Hauptträgers wurden getrennt ermittelt; außerdem noch die Verlängerungen in den Zugverbindungen. Man verwendete für diesen Versuch zwei Lastwagen — einen von 13,7 t und einen von 13,6 t Gewicht. Da die vorgesehene Belastung auf den Gehsteigen verhältnismäßig bedeutend ist, wurde auf diesem Teil des Bauwerks gleichfalls ein Belastungsversuch durchgeführt. Man verteilte möglichst gleichmäßig Behälter über die ganze Länge der Öffnung und über die gesamte Breite des Gehsteiges. Die theoretische Belastung (500 — 2 x 21 = 450 kg/m<sup>2</sup>) wurde dann durch Füllung der Behälter mit Wasser hergestellt.

Die Ergebnisse der Versuchsbelastung haben die Richtigkeit der angewendeten Berechnungsweise für die Bemessung der einzelnen Tragelemente bestätigt. Einige kleine Unterschiede waren in den Belastungsdiagrammen der Längsträger zu verzeichnen. Sie rührten von dem Einfluß her, der durch die Mitwirkung der Randhölzer des Straßenbelags

und dem der Längsträger ausgeübt wird. Die Einflußlinie der Durchbiegungen in den Längsträgern ähnelt der eines Durchlaufträgers auf elastischen Stützen. Die Mitwirkung der Abdeckung hebt ein wenig die Nulllinie in den Querträgern. In den Elementen der Hauptträger werden die theoretischen Spitzen der Einflußlinien durch die Durchlaufwirkung der Fahrbahn abgerundet.

Im allgemeinen haben die Höchstwerte der Durchbiegungen und Spannungen in allen Elementen der Brücke regelmäßig ungefähr 80 v.H. der theoretisch ermittelten Höchstwerte erreicht. Die Zugstäbe sind dagegen maßgeblich durch die Mitwirkung der ganzen Fahrbahn entlastet.

Die bleibenden Durchbiegungen betragen nach dem Versuch in der Mitte der Brückenöffnung 7 mm und in den Viertelpunkten 6 mm. Dynamische Belastungsversuche wurden bei Höchstgeschwindigkeit eines Lastkraftwagens (50 km/h) ausgeführt; selbst bei dieser Geschwindigkeit waren aber keinerlei Erschütterungen des Bauwerks wahrzunehmen, ein weiterer Vorteil, den die in Längsrichtung verlegte obere Fahrbahnabdeckung bietet.

**Schlusfolgerungen:**

Der Bau von hölzernen Straßenbrücken ist auch bei den hohen Belastungen, mit denen heute gerechnet werden muß, leicht ausführbar.

Die Stärke der notwendigen Hölzer und die Abmessungen der Knoten sind durchaus normal. Spezialbauweisen würden gegebenenfalls gestatten, auf bedeutend größere Abmessungen überzugehen. Bezüglich der Lebensdauer einer gut gebauten und abgedeckten Holzbrücke genügt der Hinweis auf die zahlreichen alten Bauwerke mit einem Alter von einem und manchmal selbst mehreren Jahrhunderten, die man in der Schweiz sehen kann.

(Nach Marguerat in Bulletin Technique de la Suisse Romande 24 (1941) S. 277.) K o m o l i, Hamburg.

**Versuche mit Stegblechstößen von Blechträgern.**

Die Annahmen, die der Berechnung von Stegblechstößen in Blechträgern zugrunde gelegt werden, weichen oftmals recht erheblich von den Ergebnissen einer strengeren theoretischen Überlegung ab. Die vorliegenden Versuche verfolgten den Zweck, genauere Kenntnisse über das statische Verhalten verschiedener Stoßverbindungen zu gewinnen, wie sie vor allem in der Praxis des amerikanischen Stahlbaus vielfach angewandt werden.

Insgesamt wurden vier Träger (G<sub>1</sub>, G<sub>2</sub>, G<sub>3</sub> und G<sub>4</sub>), die sich nur in der Ausbildung der Stegblechstöße unterschieden, untersucht. Die Höhe der Träger betrug 616 mm, ihre Stützweite 7315 mm. Die Gurte waren aus Winkeln 76 · 51 · 4,8 mm mit Gurtplatten 159 · 3,2 mm und 159 · 4,8 mm zusammengesetzt; das Stegblech wurde von einer Platte 610 · 4,8 mm gebildet, die dreimal gestoßen war. Die Stöße selbst wurden innerhalb jedes Trägers durch die Nummern 1, 2 und 3 unterschieden (Abb. 1). Der Nietdurchmesser betrug 13 mm (1/2").

Bei den Versuchsträgern G<sub>1</sub> und G<sub>2</sub> war das Stegblech zwischen den anliegenden Schenkeln der Gurtwinkel durch beiderseitige Laschen gedeckt. Während bei Träger G<sub>1</sub> die Nietteilung über die ganze Höhe gleich war, waren die Niete bei G<sub>2</sub> im mittleren Teil weitläufiger gesetzt. Die Stegbleche des Trägers G<sub>3</sub> waren unterteilt. Es ist bei dieser Anordnung vielfach üblich, die zwei mittleren Platten für die Aufnahme der Querkraft und die vier äußeren Platten für die Übertragung des Momentes zu bemessen. Bei Träger G<sub>4</sub> waren für die Aufnahme des Momentes Plattenstreifen angeordnet, die die Stegbleche und die anliegenden Schenkel der Gurtwinkel überdeckten. Die Einzelheiten der Ausführung können aus Abb. 1 entnommen werden.

Aus dem Material der Stegbleche, der Gurtwinkel und der Lamellen wurden Zugstäbe angefertigt, an denen Streckgrenze, Zerreißfestigkeit, Elastizitätsmodul sowie Bruchdehnung und Querschnittsverminderung ermittelt wurden. Die Ergebnisse sind in Zahlentafel 1 zusammengestellt.

Zahlentafel 1

Ergebnisse der Zugversuche mit Probestäben.

	Gurtwinkel	Stegbleche	Lamelle 4,8 mm	Lamelle 3,2 mm
Streckgrenze $\sigma_S$ (kg/cm <sup>2</sup> ) .	3 030	2 315	2 200	2 380
Bruchgrenze $\sigma_B$ (kg/cm <sup>2</sup> ) .	4 310	3 250	3 130	3 425
E-Modul (kg/cm <sup>2</sup> ) . . . . .	2 070 000	2 050 000	2 060 000	2 090 000
Bruchdehnung (auf 50 mm in Hundertteilen) . . . . .	46	51	55	49
Querschnittsverminderung (in Hundertteilen) . . . . .	69	71	71	69

Im ursprünglichen Versuchsprogramm war vorgesehen, die Träger durch eine Einzellast im Drittelpunkt zu belasten. Obwohl auch die Gurtplatten für diesen Belastungsfall bemessen waren, wurde hierauf zugunsten einer symmetrischen Anordnung mit zwei Einzellasten und einem Verteilungsbalken verzichtet (Abb. 2). Die Versuche wurden in einer hydraulischen Universal-Prüfmaschine von rd. 275 t Höchstlast durchgeführt.

Sämtliche Träger wurden zuerst auf ihr Verhalten innerhalb des elastischen Bereichs untersucht. Zu diesem Zweck wurden an zahl-

reichen Punkten der Mittellinie des Stoßes sowie an zwei- bzw. bei Träger  $G_4$  an vier parallelen Linien im Stegblech links und rechts vom Stoß für ein Lastintervall von 14,5 t die Dehnungen jeweils in drei verschiedenen Richtungen gemessen und daraus nach den Gesetzen des ebenen Spannungszustandes die Normalspannungen sowie die Schubspannungen errechnet. Die Meßlänge der Dehnungsmesser betrug 26 mm.

Querschnitten aufgetragen. Zum Vergleich sind die theoretischen Werte, die unter der Annahme einer linearen Spannungsverteilung aus dem vollen Trägheitsmoment des Trägers errechnet wurden, angegeben. Die Veränderlichkeit der Längsspannung in der Spitze des anliegenden Winkelschenkels ist aus den gleichen Abbildungen zu ersehen. Für den Träger  $G_3$  ist in Abb. 5 weiterhin der Verlauf der Gurtspannungen über

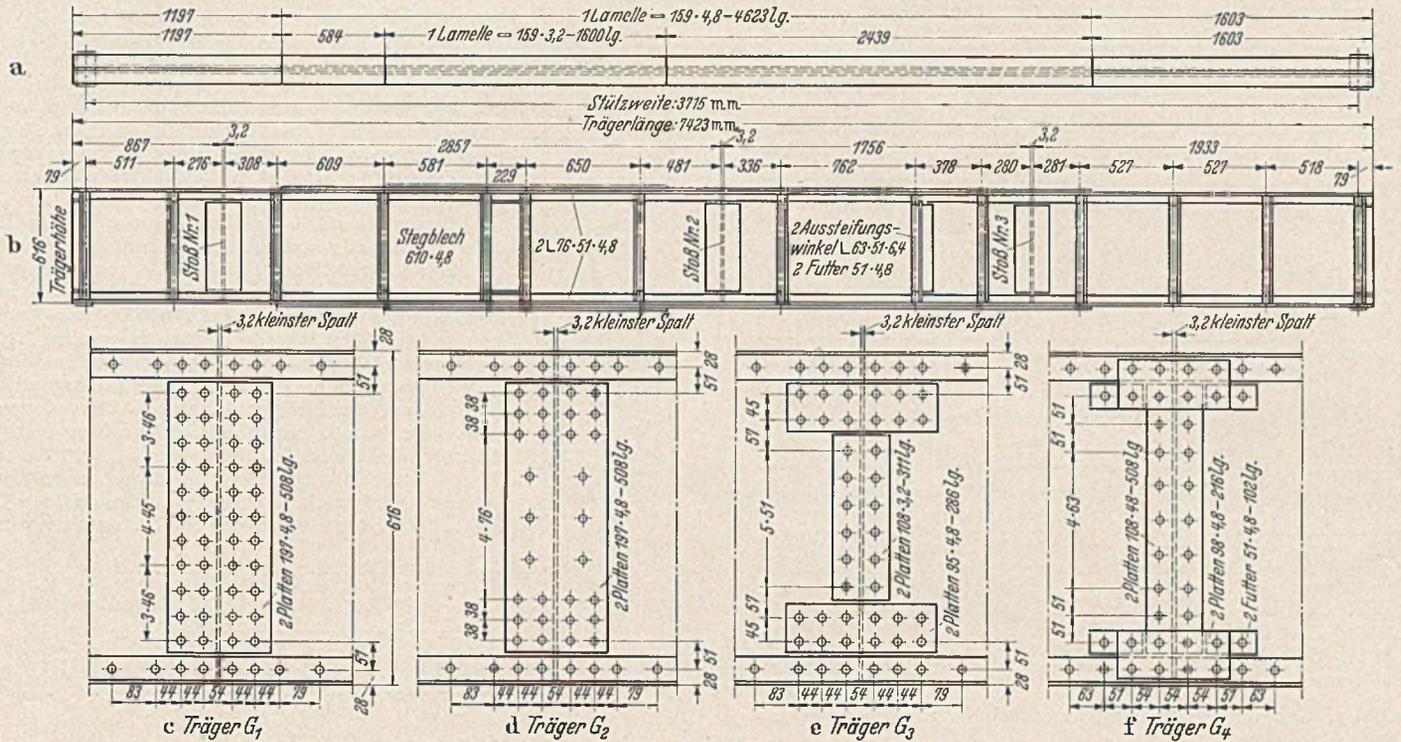


Abb. 1. Einzelheiten der Versuchsträger.

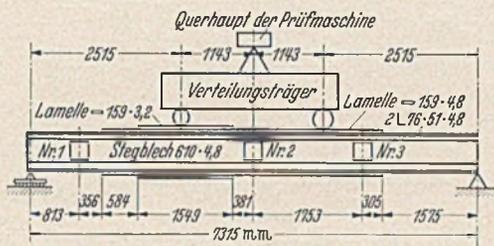


Abb. 2. Versuchsanordnung.

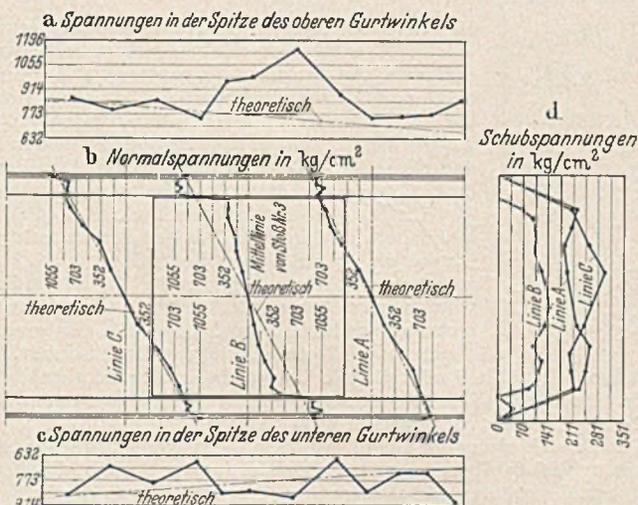
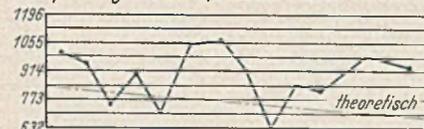


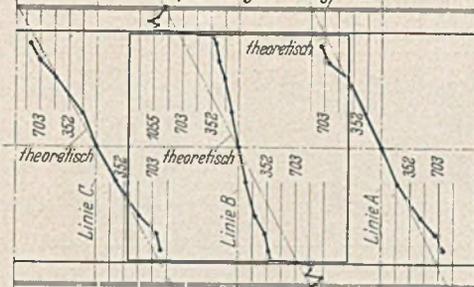
Abb. 3. Spannungsverteilung am Stoß Nr. 3 von Träger  $G_1$ .

eine kurze Trägerlänge beiderseits des Stoßes aufgetragen. Der Meßpunkt war hierbei abwechselnd in die verschwächten Querschnitte und in die Mitte zwischen zwei Nietquerschnitten gelegt worden. Obwohl die eingetragenen Spannungsgrößen — wie bereits erwähnt — aus Mittelwerten von 7 bzw. 6 Messungen im Querschnitt ermittelt wurden, zeigen sie deutlich eine von der Nietung herrührende Zickzackform. Bei dem Träger  $G_4$  ist dort, wo die äußeren Stegbleche den anliegenden Winkelschenkel verdeckten und so eine Dehnungsmessung im Winkel

a. Spannungen in der Spitze des oberen Gurtwinkels



b Normalspannungen in kg/cm²



c Spannungen in der Spitze des unteren Gurtwinkels



d Schubspannungen in kg/cm²

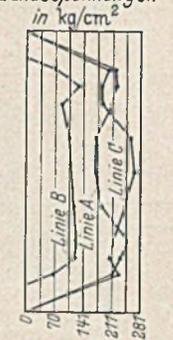


Abb. 4. Spannungsverteilung am Stoß Nr. 3 von Träger  $G_2$ .

Die Normalspannungen in den Winkelschenkeln sowie in den Flanschen wurden durch Dehnungsmessungen mit einem Gerät von 13 mm Meßlänge ermittelt. Dabei wurden der Spannungsrechnung für einen Gurtquerschnitt die Mittelwerte von sieben Dehnungsmessungen an der Außenfläche und sechs Messungen an der Innenfläche der waagrechten Flanschteile zugrunde gelegt.

In den Abb. 3—6 sind die errechneten Werte über den einzelnen

verhinderten, die Spannung in der entsprechenden Linie der Stoßplatten eingetragen worden.

Die erhaltenen Spannungsfelder wurden über den Querschnitt integriert und die übertragenen Momente und Querkräfte errechnet. In Zahlentafel 2 sind die so ermittelten Werte den theoretischen Schnittkräften für das betrachtete Belastungsintervall gegenübergestellt.

Eine Betrachtung der so erhaltenen Normalspannungsverteilung in

den Laschen läßt erkennen, daß in Stoßmitte die Spannung nicht proportional dem Abstand von der neutralen Faser ist. Die Unterschiede von einer linearen Verteilung sind sowohl von dem Verhältnis der Stegdicke zur Stärke der Stegglaschen, wie auch von deren Breite und der Nietzahl abhängig.

Aus den Zahlenwerten der Tafel 2 ist weiter zu ersehen, daß die gemessenen Querkkräfte in den Decklaschen im Stoßquerschnitt wesentlich geringer sind als die gesamte Querkraft. Daraus folgt, daß die Gurtwinkel einen größeren Teil der Querkkräfte aufzunehmen haben als ihnen normalerweise zugesprochen wird. Die Spannungsverteilung in den Gurtwinkeln zeigt, daß die Winkel infolge dieser Kräfte im Stoßquerschnitt einer sekundären Biegebeanspruchung unterworfen sind.

Die Schubspannungsverteilung in den Stoßplatten ist gleichfalls durch die Lasteführung über die Niete beeinflusst, so daß die erhaltenen Kurven von der bekannten parabolischen Verteilung z. T. erheblich abweichen. Auch in den Querschnitten zu beiden Seiten der Stoßfuge dürfte eine solche nicht erwartet werden, wenn man weiter berücksichtigt, daß der Angriffspunkt einer äußeren Belastung z. T. um weniger als die Trägerhöhe von dem betrachteten Querschnitt entfernt war.

Im zweiten Teil der Versuche wurden die Träger über die Streckgrenze hinaus bis zum Bruch belastet.

Um ein relatives Maß für die gegenseitige Verschiebung der beiden gestoßenen Trägereile zu erlangen, wurden am Stoß Nr. 1 mit Dehnungsmessern von 254 mm Meßlänge die beiden diagonalen Längenänderungen RS und LS gemessen und daraus die Verformung errechnet. Die Ergebnisse sind zusammen mit einer Skizze der Meßanordnung in Abb. 7 dargestellt und zeigen ein teilweise unterschiedliches Verhalten der untersuchten Stöße. Bei Träger G<sub>3</sub> steht die gegenseitige Verschiebung in der Stoßfuge angenähert in linearer Abhängigkeit von der aufgetragenen Querkraft, liegt jedoch im Bereich der Nutzlast um rd. 50%

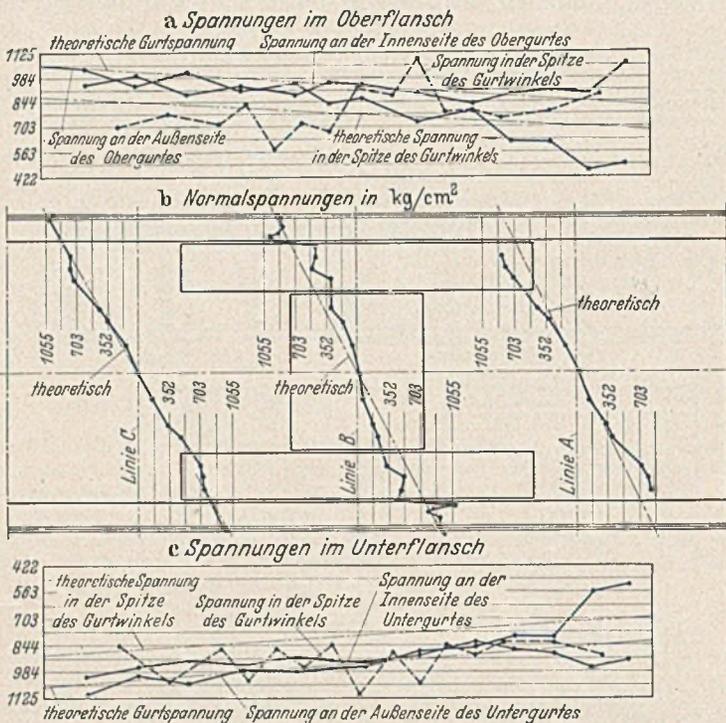


Abb. 5. Spannungsverteilung am Stoß Nr. 3 von Träger G<sub>3</sub>.

Eine Nachrechnung zeigt, daß die durch die Stegglaschen der Träger G<sub>1</sub>, G<sub>2</sub> und G<sub>3</sub> übertragenen Momente, dem Moment, das durch das Stegblech über die gleiche Höhe zwischen den Winkelschenkeln aufgenommen wird, gleichwertig sind. Die Kräfte in den Stegblechteilen, die unter dem Winkelschenkel liegen, werden in der Stoßfuge durch die Gurte übertragen. Diese zusätzliche Beanspruchung der Flansche wirkt

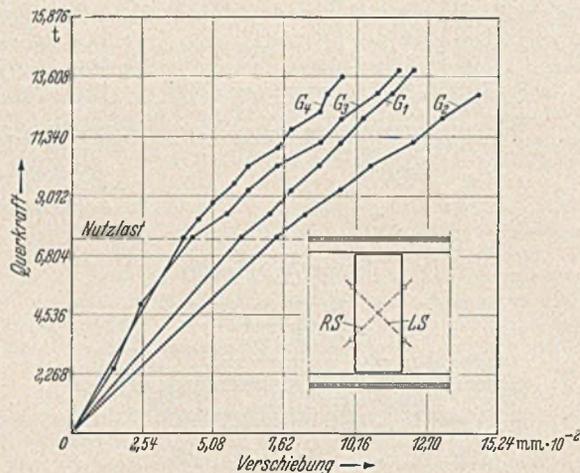
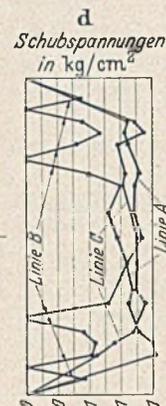


Abb. 7. Gegenseitige vertikale Verschiebung in der Fuge (Gleitung) am Stoß Nr. 1 in Abhängigkeit von der Querkraft.

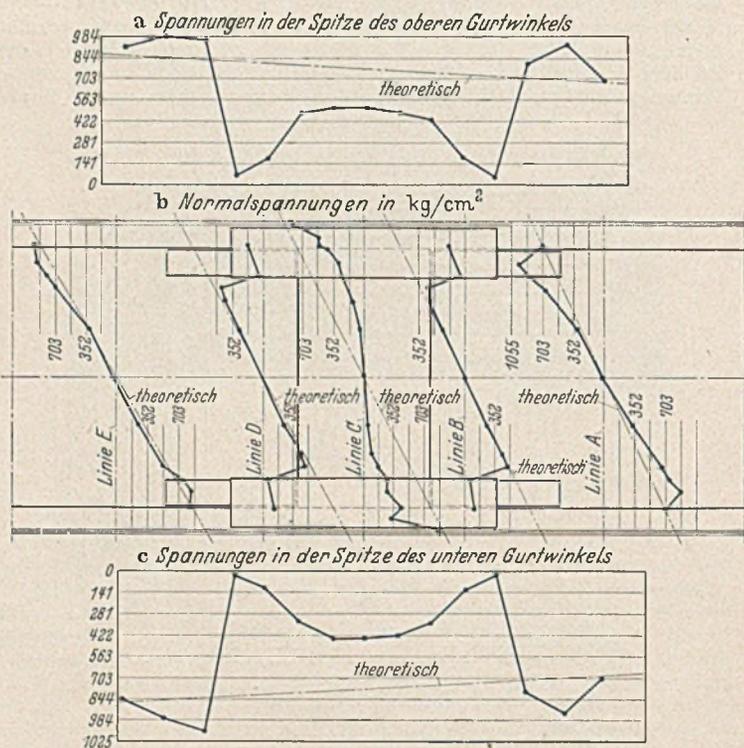


Abb. 6. Spannungsverteilung am Stoß Nr. 3 von Träger G<sub>4</sub>.

sich, wie die Abbildungen zeigen, über eine kurze Strecke aus und kommt vor allem in den senkrechten Winkelschenkeln zur Geltung.

Die Normalspannungen in den Schnitten A und C zu beiden Seiten des Stoßes von Träger G<sub>1</sub> stimmen gut mit den theoretischen Werten überein. Bei den anderen Trägern sind hier Abweichungen festzustellen. Die Unterschiede lassen sich auf einfache Weise durch Störungen infolge der Krafteinleitung am Stoß erklären.

über dem Wert, der für die Träger G<sub>3</sub> und G<sub>4</sub> erhalten wurde. Die größte Verschiebung wurde bei Träger G<sub>2</sub> ermittelt, wo eine um 80% größere Verformung als bei G<sub>3</sub> und G<sub>4</sub> festgestellt wurde. Für die Beurteilung der Abb. 7 muß noch festgehalten werden, daß die Träger bereits mehrmals vorbelastet waren und daher nur der Teil der Kurven über diesem Bereich die Verformung bei erstmaliger Belastung wiedergibt.

Im Stoß 2, der im querkraftfreien Feld lag und daher nur durch ein Moment beansprucht war, wurde die gegenseitige Verdrehung der beiden gestoßenen Trägereile ermittelt. Zu diesem Zweck wurden mit Dehnungsmessern von 254 mm die waagrecht Verschiebungen CM und TM gemessen und durch ihren Abstand von 305 mm dividiert. Die Darstellung der Abb. 8 zeigt für alle Träger ein annähernd gleiches Verhalten. Die stärkste Verdrehung zeigte G<sub>2</sub>, die kleinste G<sub>3</sub>; an der Nutzlast betrug hier der Unterschied ungefähr 25%.

Die Durchbiegung der Träger wurde mittels eines gespannten Stahldrahtes und Maßstäben gemessen. Die Kurven der Abb. 9, die die Abhängigkeit der größten Durchbiegung in Trägermitte von der Belastung zeigen, weichen bei etwa 18 t von der Geraden ab. Die gleiche Feststellung trifft auch für die Kurven der Abb. 8 zu.

Aus Abb. 10 ist ersichtlich, daß bei Träger G<sub>1</sub> die Dehnungen an der äußeren Spitze des anliegenden Winkelschenkels und am Ende der Stegglasche, an zwei Punkten also, die annähernd den gleichen Abstand von der neutralen Faser haben, wesentlich voneinander abweichen. Der Unterschied ist, wie bereits oben erwähnt, durch die Tatsache bedingt, daß Gurt und Stegglasche nicht als ein einheitliches Ganzes wirken. Die in der Abbildung angegebenen Spannungen wurden auch für den plastischen Bereich mit einem konstanten Elastizitätsmodul aus der Dehnung ermittelt.

Zahlentafel 2  
Gemessene und errechnete Schnittkräfte.

Träger	Querschnitt <sup>1</sup>	Biegemoment in tm				Querkraft <sup>2</sup> in t	
		Vorhanden	Gemessen	Auf 508 mm Höhe zwischen den Gurtungen		Gemessen	Theoretisch
				Gemessen	Theoretisch		
G <sub>1</sub> . . . . .	A	12,78	12,19	1,709	1,445	5,53	6,28
	B <sup>3</sup>	13,70	13,06	1,665	—	5,69	—
	C	14,66	14,73	1,841	1,659	6,07	6,28
G <sub>2</sub> . . . . .	A	12,78	12,38	1,75	1,445	5,12	6,28
	B <sup>3</sup>	13,70	13,10	1,61	—	5,44	—
	C	14,66	14,82	1,97	1,659	5,85	6,28
G <sub>3</sub> . . . . .	A	12,42	12,28	1,994	1,405	5,90	6,28
	B <sup>3</sup>	13,70	12,89	2,005	—	5,57	—
	C	14,97	14,78	1,930	1,693	6,25	6,28
G <sub>4</sub> . . . . .	A	12,31	11,87	2,126	1,394	5,71	6,28
	B	13,12	12,27	1,676	1,486	4,67	—
	C <sup>3</sup>	13,71	12,90	1,874	—	4,70	—
	D	14,30	13,71	1,757	1,617	4,99	—
	E	15,19	15,10	1,958	1,718	5,18	6,28

<sup>1</sup> Vergleiche Abb. 3—6.  
<sup>2</sup> Vorhandene Querkraft: 7,26 t.  
<sup>3</sup> Stoßfuge.

Die Dehnungsverteilung, die während der Bruchversuche im plastischen Bereich ermittelt wurde, stimmt mit den Meßergebnissen aus dem elastischen Bereich gut überein. Die Überbeanspruchung der Gurt-

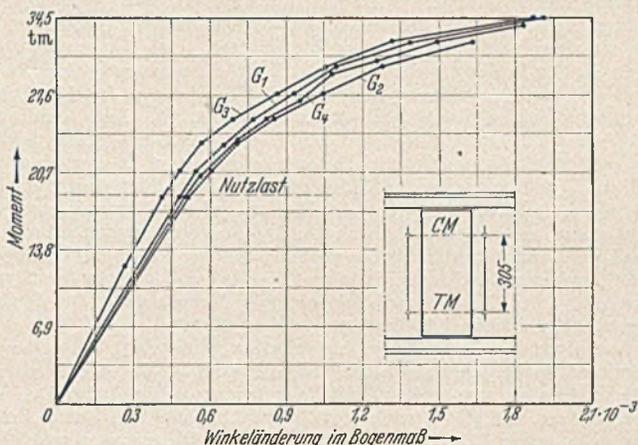


Abb. 8. Gegenseitige Drehung am Stoß Nr. 2 in Abhängigkeit vom Moment.

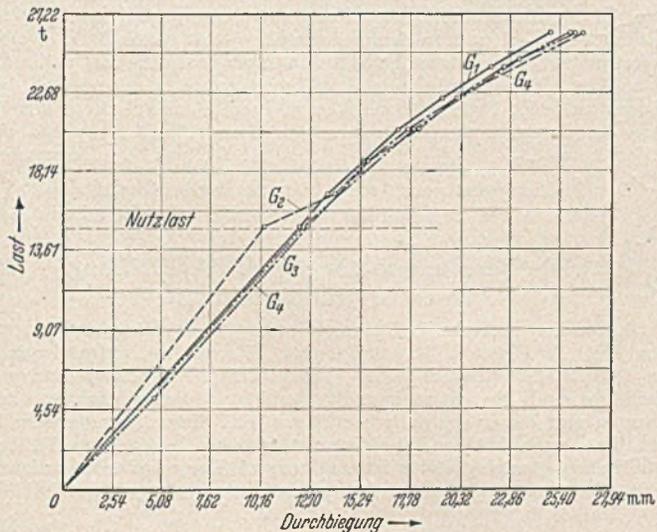


Abb. 9. Größte Durchbiegung des Trägers in Abhängigkeit von der Belastung.

Zahlentafel 3. Ergebnisse der Bruchversuche (Höchstlasten und Momente).

Träger	Auflast t	Querkraft t	Moment tm
G <sub>1</sub>	28,8	14,4	36,2
G <sub>2</sub>	28,8	14,4	36,2
G <sub>3</sub>	29,6	14,8	37,2
G <sub>4</sub>	28,6	14,3	35,9

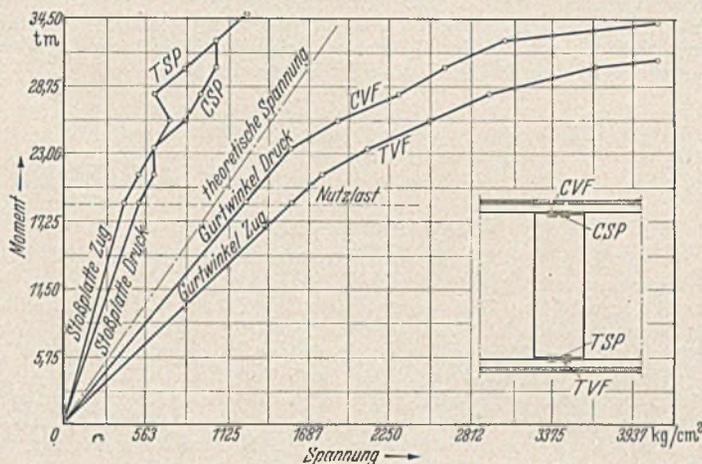


Abb. 10. Träger G<sub>1</sub>, Stoß Nr. 2, Normalspannungen im Stoß.

laschen oder deren Niete erwartet werden, bevor nicht die Gurte die Fließgrenze überschritten hatten. Die erreichten Höchstlasten sind in der Zahlentafel 3 zusammengestellt. Abb. 11 und 12 zeigen als Beispiel den Bruchzustand an den Trägern G<sub>2</sub> und G<sub>3</sub>.

Zusammenfassend können aus den Versuchen nochmals die folgenden Erkenntnisse gezogen werden:

1. Jede Stoßlasche überträgt nur die Kräfte aus dem Stegblechstreifen unter diesem Stoßelement.

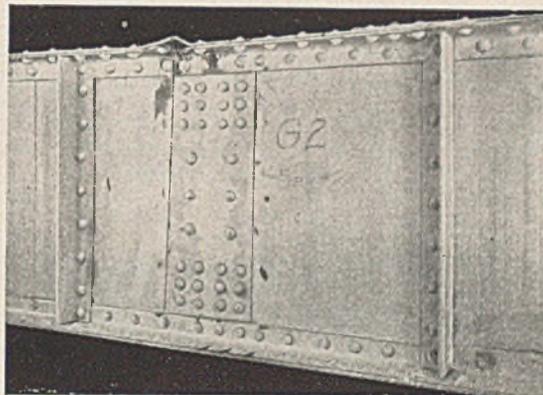


Abb. 11. Träger G<sub>2</sub> nach Erreichen der Höchstlast.

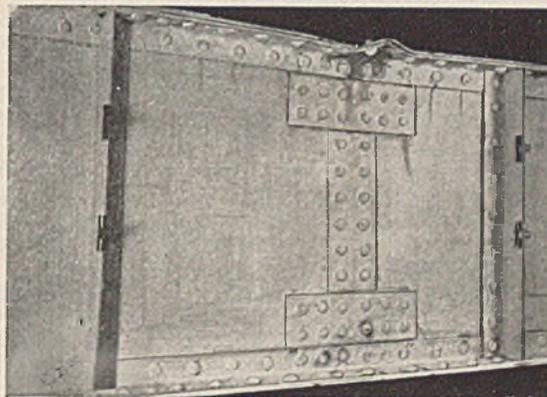


Abb. 12. Träger G<sub>3</sub> nach Erreichen der Höchstlast.

winkel infolge der zusätzlichen Biegemomente führte dazu, daß sämtliche Träger durch Ausbeulen der abstehenden Winkelschenkel des Obergurtes im Bereich des mittleren Stoßes (Nr. 2) zu Bruch gingen, bevor an den Stoßteilen selbst irgend welche Schäden festgestellt werden konnten. Es durfte bei den untersuchten Stößen auch kein Bruch in den Steg-

2. Der nicht durch die Stoßlaschen getragene Teil der Kräfte im Stegblech erzeugt zusätzliche Spannungen in den Gurtungen.

3. Die Stoßlaschen der Träger G<sub>1</sub>, G<sub>2</sub> und G<sub>3</sub> übertragen mithin nur das Moment aus den Spannungen in dem Stegblechstreifen zwischen den anliegenden Winkelschenkeln.

4. Im Stoßquerschnitt wirken die einzelnen Teile nicht wie ein einheitlicher Querschnitt; es sei denn, der Stoß ist so bemessen, daß die Spannungen in den Stoßlaschen mit denen im Träger übereinstimmen.

5. Ein Stegblechstoß, der in bezug auf die Querkräfte schwach bemessen ist, erhält durch den von den Gurtungen aufgenommenen Querkraftanteil sekundäre Biegespannungen in den Winkeln.

6. Das Verhalten sämtlicher untersuchter Stöße innerhalb des Bereichs der Gebrauchslasten war zufriedenstellend.

7. Die Länge der Stoßlaschen beeinflusst die Wirkung des Stoßes augenscheinlich merklich. Die längeren Laschen des Trägers  $G_3$  behindern die Winkeldrehung am Stoß, so daß man vermuten kann, daß Stöße von der Art  $G_1$  oder  $G_2$  ebenso wirkungsvoll sind wie  $G_3$ , wenn man sie um je eine Nietreihe auf jeder Seite verlängert.

8. Da der Bruch bei keinem der Träger im Stoß auftrat, hat eine Änderung der Art des Stoßes in den hier untersuchten Grenzen keinen Einfluß auf die Höchstlast.

9. Die Überbeanspruchung in den Gurtwinkeln infolge der Nachgiebigkeit der Gurtstöße bewirkt das Beulen der Winkelflasche bei einer beträchtlich niedrigeren Last, als dies für einen ungestoßenen Träger der Fall ist.

10. Das Fehlen eines Schubwiderstandes in den horizontalen Schnitten bei unterteilten Steglaschen (Träger  $G_3$ ) ist kein meßbarer Einfluß auf das Verhalten des Stoßes. [Nach Proceedings American Society of Civil Engineers 67 (1941) S. 1035].

W. S c h m i d, Berlin-Charl.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Neue Deutsche Normen.

Vom Deutschen Normenausschuß sind folgende Normen neu herausgegeben worden (Beuth-Vertrieb, Berlin SW 68):

**Holz wolle.** DIN 4077 Holz wolle (Träger: Arbeitsausschuß zur Normung der Holz wolle, Reichsforstmeister, Fachabteilung Holz wolleindustrie der Wirtschaftsgruppe Holz verarbeitende Industrie).

**Vergütete Hölzer.** DIN 4076 Vergütete Hölzer und holzhaltige Bau- und Werkstoffe, Begriffe und Zeichen (Träger: Fachausschuß für Holzfragen, Wirtschaftsgruppe Holz verarbeitende Industrie).

**Trinkwasserversorgung.** DIN 2000 Leitsätze für die Trinkwasserversorgung (Träger: Deutscher Verein von Gas- und Wasserfachmännern im NSBDT).

**Grundstücksentwässerung.** DIN 4261 Vorläufige Richtlinien für die Anwendung, den Bau und Betrieb von Grundstückskläranlagen.

**Bauglas.** DIN 1249 U Bauglas, Sorten, Dicken, Prüfverfahren.

### Zuschrift zu dem Aufsatz Schmid: „Die Frostschiebung im Boden und der neuzeitliche Straßenbau“.

Bauingenieur 23 (1942) S. 1.

Es ist nicht zutreffend, daß in dem Straßenkörper eine weitgehende Austrocknung eingetreten war, wie S c h m i d behauptet, denn durch die offenen und nicht vergossenen Fugen konnte längere Zeit Regenwasser eindringen. Die als Bewegungsfugen ausgebildeten Raumfugen ermöglichten außerdem einen guten Wasserdurchschnitt in den Untergrund. Eine Austrocknung wäre deshalb nur bei einer tropischen Trockenzeit in beschränktem Umfange möglich gewesen. Durch die offenen Fugen war indessen die Verbindung zwischen atmosphärischen Niederschlägen und Untergrund unbedingt gegeben.

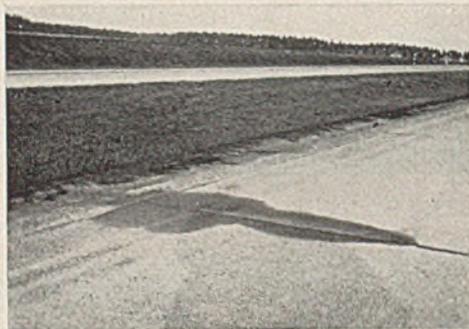


Abb. 1. Oberflächen-(Sicker-)Wasser fließt aus undichter Fuge.

Aber auch bei vorhandenem Fugenverguß kann Wasser durch die Fugen ein- und austreten, wie obenstehende Abb. 1 deutlich dokumentiert. Man kann daher keinesfalls von einer fortschreitenden Austrocknung des Bahnkörpers unter der Decke sprechen, solange nicht ein Mittel dafür vorhanden ist. Der Einwand, daß das Wasser durch die Dränagen entweicht, ist nicht zugkräftig. Ein stark verwitterter Lößlehm besitzt eine derartig geringe Durchlässigkeit, daß Wasser nur unter Druck entweichen kann. Infolge der dauernden Verkehrserschütterungen wird er andererseits weitgehend mechanisch durchbewegt, so daß der Boden Wasser zusätzlich in gewissen Grenzen aufnehmen kann.

Die Dränage in diesen Böden ist deshalb mehr oder weniger ein unzureichendes Hilfsmittel für die Entwässerung, wie jeder weiß, der sich mit Durchlässigkeitsuntersuchungen mit stark verlehnten Löß beschäftigt hat.

Es bleibt also somit zweifelsfrei erwiesen, daß der Einbau von

Bitumengewebebahnen in frostfreier Tiefe allein nicht imstande ist, eine Frostsicherung zu gewährleisten, solange nicht im selben Maße der Wasserzutritt durch die Bewegungsfugen der Decke und durch die mehr oder weniger wasserdurchlässige Fahrbahndecke selbst vollständig verhindert wird.  
Dr.-Ing. K e i l, Breslau.

### Erwiderung.

Es ist bekannt, daß Betonstraßendecken an den Rändern und Fugen im allgemeinen stärker hoch gefrieren, als in der Deckenmitte und bei Frostausgang zuweilen Wasser aus den Betonfugen tritt. Da nun bei Frost das Wasser im Boden eine bestimmte Rolle spielt, betrachtete man das durch die Fugen und Ränder unter die Betondecke eingetretene Tagwasser als Ursache für diese Erscheinungen. Diese Annahme ist irrig, denn die an den Fugen und Rändern beginnende Austrocknung des Erdkörpers während der warmen Jahreszeit führt zur stärkeren Belüftung des Bodens in der Umgebung der Fugen und dadurch zu einer besseren Wirkung des Frostes. Um dies zu verstehen, müssen wir den Boden als ein physikalisches Gemenge von Bodensubstanz, Wasser und Luft betrachten, das mit jeder Temperatur- und Luftdruckschwankung seinen Luftgehalt ändert und atmet. Die Atmung des Bodens erfolgt aber stets dort, wo dem Luftwechsel der geringste Widerstand entgegentritt, das ist bei Betonstraßendecken an den Fugen und Rändern. Nachdem aber die Bodenluft im allgemeinen feuchter als die atmosphärische Luft ist, gibt der Boden bei der Atmung stets mehr Feuchtigkeit ab, als in ihn durch die Atmung einzutreten vermag. Ist nun diese Feuchtigkeitsabgabe größer als der Feuchtigkeitszuwachs durch Tagwasser durch die Fugen und Ränder, so trocknet der Straßenuntergrund aus. Dies ist, wie der folgende Versuch zeigt, bei den gegen Untergrundfeuchtigkeit isolierten Straßen der Fall.

Auf einer Reichsstraße im bayerischen Wald liegt die erste gegen Untergrundfeuchtigkeit isolierte Straßenstrecke Deutschlands. Sie wurde im Herbst 1930 gebaut, und der Verfasser, der beim Bau selbst anwesend war und die Straße seit Jahren beobachtet, kennt ihr Verhalten sehr genau. Der Straßenkörper ist im Untergrund und an vier Seiten mit Bitumengewebe umschlossen und ohne Entwässerung (vgl. „Der Straßenbau“, Bd. 17, Halle 1931, S. 254 mit Abb. 6). Diese Straßenstrecke, unter den ungünstigsten Witterungsverhältnissen mit einem Übermaß an eingebauter Feuchtigkeit hergestellt und trotz verschiedener Mängel und stärkerer Durchlässigkeit seiner Decke, als dies bei Betonstraßendecken je der Fall sein kann, ist heute fast vollkommen lufttrocken. Die Straße zeigte mehrere Jahre hindurch bei Frostausgang an jeder Pore größere oder kleinere Feuchtflecken, aus deren Mitte der Austritt von Wasser umschlossener Luftblasen beobachtet werden konnte.

A. S c h m i d, Degendorf.

Der Meinungsaustausch wird hiermit abgeschlossen.

Der Herausgeber: F. S c h l e i c h e r.

### Die Berechnung der Sohldruckverteilung unter Gründungskörpern.

Zu meinem Aufsatz im Bauingenieur 23 (1942) S. 99 und 122 macht mich Herr Dr.-Ing. F. S i e m o n s e n, Mannheim, aufmerksam, daß von ihm in der Bautechnik 19 (1941) S. 159 Versuchsergebnisse veröffentlicht sind, die mit meinen Ergebnissen in vielen Punkten übereinstimmen und daher ebenfalls bestätigen, daß die vollparabolische Lastaufnahme nach Kögler-Scheidig nur in ganz besonderen Fällen der Oberflächenbelastung gültig ist, auf normale Baugrundverhältnisse aber nicht übertragen werden darf. Joh. O h d e, Neuenhagen bei Berlin.

### Berichtigung

zum Aufsatz Stoy: „Das Holz im Behelfsbrückenbau“.

In der Unterschrift zu Abb. 21 auf S. 135 muß es richtig heißen 1941 statt 1870.

## BUCHBESPRECHUNGEN.

**Fortschritte und Forschungen im Bauwesen.** Herausgegeben im Auftrage des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft und der Fachgruppe Bauwesen im NSBDT von **Otto Graf**, o. Professor a. d. Techn. Hochschule Stuttgart, unter Mitwirkung von Reg.- und Baurat **Berlitz**, Berlin, Reg.- und Baurat a. D. Dr.-Ing. **Nakonz**, Berlin, Prof. Dr.-Ing. **Pistor**, München, Ministerialrat Prof. Dr.-Ing. e. h. **Schaechterle**, Berlin, Oberreg.- und Baurat **Wedler**, Berlin. Berlin: Otto Elsner Verlagsgesellschaft 1942. 32 S. Preis je Heft RM 2,40, bei Abnahme von 6 aufeinanderfolgenden Heften RM 2,10.

Im Frühjahr 1941 entstand auf Anordnung des Reichsministers Dr.-Ing. **Todt** eine Bautechnische Auskunftsstelle bei der Fachgruppe Bauwesen mit der Aufgabe, Erfahrungen über Baustoffe, Bauarten, Bauverfahren, Baugeräte zu sammeln und allen Bauschaffenden nutzbar zu machen. Die Ergebnisse der Arbeiten der Auskunftsstelle sollen in Form von Berichten in der oben genannten Schriftenreihe veröffentlicht werden. Die Zeitschrift erscheint in einer Schriftenreihe A jeden zweiten Monat und in einer Reihe B in zwangloser Folge mit größeren Arbeiten. Die Drucklegung erfolgt so, daß die Berichte nach Sachgebieten der Dezimalklassifikation getrennt und in einem Ringbuch gesammelt werden können.

Heft 1 der Reihe A liegt nunmehr vor. Die darin veröffentlichten Berichte mögen genannt werden, um die Eigenart der neuen Zeitschrift zu zeigen:

	Seite
<b>Loos:</b> Die Beurteilung des Baugrundes für Hochbauten. . . . .	3
<b>Goerner:</b> Statistik als Hilfsmittel für die Lenkung der Baustoffherzeugung . . . . .	5
<b>Walz:</b> Richtlinien für den Schallschutz im Hochbau . . . . .	7
<b>Ders.:</b> Putz- und Holzbehandlung durch Anstrich . . . . .	8
<b>Fischer:</b> Über das Verhalten von massigen Betonbauten unter dem Einfluß tiefer Temperaturen . . . . .	9
<b>Hummel und Sittel:</b> Die derzeitigen Grundlagen zur Beurteilung der Wärmedurchlässigkeit von Wänden . . . . .	13
<b>Graf:</b> Zur Beurteilung der Ergebnisse von Betonproben bei der Ausführung von Betonbauten . . . . .	18
<b>Wedler:</b> Auswahl holzsparender und Entwicklung nicht brennbarer Hausdächer . . . . .	19
<b>Sachse:</b> Verwendung von Massivdecken im Hochbau . . . . .	27
<b>Pistor:</b> Die Anwendung von Vorspannungen im Stahlbetonbau . . . . .	31

Die Zeitschrift scheint berufen, eine Lücke im Schrifttum zu schließen und wird sicherlich in der Fachwelt eine warme Aufnahme finden.  
**Mehmel**, Berlin.

**Kesting, N. und O. Hedrich:** Zahlentafeln für das Abstecken von Bögen, mit denen jeder beliebige Bogenpunkt sowohl bei 400 g als auch bei 360° Kreisteilung bestimmt werden kann. Mit 30 Abbildungen. Leipzig und Berlin: B. G. Teubner 1942. 256 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 6,20, kart. RM 4,80.

Sowohl bei den Entwurfs- als auch bei den Absteckungsarbeiten für den Ausbau der Landstraße müssen alle Hilfsmittel nutzbar gemacht werden, welche 1. die erforderliche Gleichartigkeit der Ausführung wie 2. die notwendige Erleichterung der Arbeit sicherstellen. Indem in Anlehnung an die vom Herrn Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen herausgegebenen „Vorläufigen Richtlinien für den Ausbau der Landstraße“ (RAL) den Bedürfnissen der Praxis weitgehend entsprochen werden soll, geben die vorliegenden Tafeln das Wichtigste in möglichst knapper Form so, daß auch der Schachtmeister auf der Baustelle die Absteckung vornehmen kann.

An Hand von Figuren werden zunächst kurze Erläuterungen mit Formeln und Beispielen gegeben, und es wird dabei auf die zu benutzenden Tafeln hingewiesen.

Das im handlichen Taschenformat herausgegebene, gut ausgestattete Buch enthält: Tafeln zum Abstecken der Hauptpunkte von Kreisbogen mit Übergangskreisbogen (Tangenten, Bogenlänge, Scheitelabstand usw.); Tafeln zum Abstecken der Kleinpunkte von Kreisbogen

und Übergangskreisbogen von der Tangente und von der verlängerten Sehne aus; Tafeln zum Abstecken der Kleinpunkte von Kreisbogen und Übergangskreisbogen mit Polarkoordinaten. Als Schluß sind noch Tafeln für die Ausrundungsbogen mit angenäherter Kreisbogenform beigelegt.

Trotz oder wegen der Beschränkung auf die Absteckung für den Landstraßenbau wird sich das Buch, das nur die einfachsten Begriffe voraussetzt, neben den anderen entsprechenden Tafeln in der Praxis einführen. Für eine Neuauflage empfiehlt es sich, die Zeichen für Neugrad — also g — und Altgrad — also ° — stets scharf zu unterscheiden.  
**Brennecke**, Berlin-Charlottenburg.

**Frank, M.:** Der Gesteinsaufbau Württembergs. Eine Einführung in praktisch-geologische Fragen, insbesondere für Bau- und Bergingenieure, Chemiker und Forstmann. Mit 31 Abb. Stuttgart: E. Schweizerbartsche Verlagsbuchhandlung 1942. 168 S. Gr. 13/18,5 cm. Preis geb. RM 8,—.

Es ist zu begrüßen, daß der Verfasser seine in 1½ Jahrzehnten in Südwestdeutschland gewonnenen Erfahrungen auf dem Gebiet der praktischen Geologie veröffentlicht, zumal Württemberg geologisch sehr mannigfaltig aufgebaut ist.

Nachdem vorher die gesteinskundliche Ausbildung, Mächtigkeit, Wasserführung sowie die physikalischen und mechanisch-technologischen Eigenschaften der Gesteine allgemein erläutert worden sind, werden im Hauptteil des Buches mit einer Besprechung der für Württemberg bearbeiteten geologischen Karten und anschließender Anweisung für deren Benutzung alle in Württemberg auftretenden geologischen Schichten genau beschrieben. Hierbei wird insbesondere auf die gesteinskundliche Ausbildung, Mächtigkeit, chemischen Eigenschaften, praktische Verwendungsmöglichkeit, Druckfestigkeit, Wasserführung, Standfestigkeit der Gesteine sowie auf die Eigenschaften der „Böden“ — hier der obersten Krume — eingegangen. Es ist dabei ein umfangreiches Material mit wertvollen Angaben für die einzelnen Schichten verarbeitet. Nicht nur der örtlich für ein Bauvorhaben an dem geologischen Aufbau Interessierte kann hier gute Unterlagen finden, sondern auch allgemein gesehen bieten diese Ausführungen Anregungen. Für den Baufachmann ist noch eine Zusammenstellung über Druckfestigkeiten württembergischer Gesteine beigelegt. Eine Erklärung häufig gebrauchter geologischer Ausdrücke und eine schematische Übersicht über die Schichtenfolge runden die Arbeit ab. Das Buch kann in Verbindung mit geologischen Karten als Nachschlagewerk benutzt werden.

Die Ansprüche, welche die Fachwelt an eine derartige Veröffentlichung dieses bekannten Vertreters der praktischen Geologie Württembergs stellt, sind mit den oben umrissenen Ausführungen ausgezeichnet erfüllt worden.

Bei der Zielsetzung des Themas fragt man sich allerdings, ob das am Anfang des Buches kurz behandelte angrenzende Fachgebiet „Erdbaumechanik“ in der hier niedergelegten Weise oder überhaupt hätte behandelt werden sollen. Die Erdbaumechanik ist heute ein Wissenschaftsgebiet, das viel zu umfangreich und bedeutend ist, als das es mit einigen herausgegriffenen Fragen genügend erwähnt werden könnte. Auch muß man gegenüber der hier vorgenommenen Wertung bodenmechanischer Untersuchungen im Vergleich zu praktisch-geologischen Methoden wohl die Auffassung vertreten, daß sich beide Fachgebiete ergänzen müssen und nicht eines das andere ersetzen kann. Dabei hängt es vom Einzelfall ab, ob z. B. die Konstruktion einer Gründung vorwiegend durch geologische Zusammenhänge oder in erster Linie durch bodenmechanische und erdstatische Überlegungen beeinflußt wird. In dem geologisch sehr verwickelten Württemberg können allerdings praktisch-geologische Untersuchungen für das Bauwesen besonders wichtig sein.  
**H. Petermann**, Hannover.

### Neuerscheinungen.

**Schützeck, H.:** Querschnittsinhalte und Böschungsbreiten bei Gräben, Einschnitten und Dämmen. Zahlentafeln. Berlin: Reichsnährstand Verlags-Ges. m. b. H. 1942. 155 S. Gr. 8°. Preis kart. RM 2,—.

## PATENTBERICHTE.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 23 vom 4. Juni 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 37 a, Gr. 6. I 103 749. Erfinder, zugleich Anmelder: **Alfred Langmann**, Berlin-Niederschöneweide. Verfahren zur Herstellung einer Dachkonstruktion in Holzbauweise. 26. III. 41.

Kl. 37 f, Gr. 5. G 103 693. Erfinder: **Johannes Löffler**, Ransbach. Anmelder: Gewerkschaft Keramchemie-Berggarten, Siershahn, Westerwald. Befestigung der Rückenschutzbügel für Steigegänge an Kaminen o. dgl. 18. VI. 41.

Kl. 37 f, Gr. 8. G 102 429. Erfinder: **Emil Kegel**, Oberhausen-Sterkrade. Anmelder: Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G., Ober-

hausen, Rhld. Aus einzelnen Platten zusammengesetztes Halblentor. 21. X. 40.

Kl. 72 g, Gr. 7/03. F 89 900. Erfinder, zugleich Anmelder: **Alfred Franke**, Breslau-Schmiedefeld. Vorrichtung an Abluftsiebern und Frischlufteinlaßsiebern in Luftschutzräumen. 26. IV. 41.

Kl. 80 b, Gr. 21/01. C 55 368. Erfinder: **Dipl.-Ing. Walter Kirchner**, Berlin-Grünau. Anmelder: Chemische Fabrik Grünau A.-G., Berlin-Grünau. Verfahren zum Einbetonieren von Metallen. 26. VIII. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 80 b, Gr. 25/16. K 155 070. Erfinder: **Dipl.-Ing. Hans Schulte-Bockholt**, Gelsenkirchen. Anmelder: Kohle- und Eisenforschung G. m. b. H., Düsseldorf, und Gelsenkirchener Berg-

- werks-A.-G., Essen. Verfahren zur Herstellung von Straßenbaustoffen; Zus. z. Anm. K 155 069. 30. III. 38.
- Kl. 84 a, Gr. 3/02. N 39 153. Gg. Noell & Co., Würzburg, Maschinen- und Eisenbahnbedarfs-Fabrik, Brückenbauanstalt, Weichenbau, Würzburg. Strahlteiler zur Vermeidung von Wehrschwingungen an überströmten Wehrklappen; Zus. z. Pat. 693 010. 13. II. 36.
- Kl. 84 a, Gr. 5/02. F 86 935. Erfinder, zugleich Anmelder: Arno Fischer, München. Schiffahrtskanaltunnel mit einer Einrichtung zur Beseitigung von Hindernissen im Fahrwasser. 5. VI. 39.
- Kl. 84 c, Gr. 1. P 77 986. Erfinder: Dipl.-Ing. Ferdinand Wilhelm, Berlin-Hermsdorf. Anmelder: Das Deutsche Reich, vertr. durch den Generalbauinspektor für die Reichshauptstadt, Berlin-Charlottenburg. Verfahren zur Verdichtung von Erdreich, insbesondere von gewachsenem Baugrund, durch Rüttelwirkung. 1. X. 38.
- Kl. 85 b, Gr. 2/01. J 63 298. Erfinder, zugleich Anmelder: Erich Jerchel, Breslau. Mit einem Fällungsmittel arbeitender Wasseraufbereitungsbehälter. 24. XII. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Bekanntgemachte Anmeldungen.**
- Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 24 vom 11. Juni 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 19 c, Gr. 5/40. O 24 687. Erfinder, zugleich Anmelder: Wilhelm Ottomeyer, Lügde, Kr. Höxter i. W. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Rollfeldern für Flugplätze. 30. VIII. 40.
- Kl. 19 d, Gr. 11. V 36 644. Erfinder: Karl Zimmer, Frankfurt, Main. Anmelder: Vereinigte Deutsche Metallwerke A.-G., Frankfurt, Main. Abdichtung von Fugen an Ingenieurbauwerken; Zus. z. Pat. 714 152. 29. XII. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 21 h, Gr. 29/12. A 91 200. Erfinder: Eberhard Rietsch, Berlin-Konradshöhe. Anmelder: Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Widerstandsnahtschweißmaschine mit einem mehrere Elektroden tragenden Revolverkopf. 12. II. 38.
- Kl. 37 b, Gr. 2/01. D 78 517. Erfinder: Erik Doubrava, Berlin-Adlershof. Anmelder: Deutsche Asbestzement A.-G., Berlin-Rudow. Platte, Fliese o. dgl. zum Verkleiden von Wänden, Fußböden, Decken o. dgl. 25. VII. 38.
- Kl. 37 b, Gr. 6. W 108 184. Erfinder: Walter Püschel, Leipzig. Anmelder: Weiß & Co., Leipzig. Baukörper mit schallschluckenden Eigenschaften. 5. XII. 40.
- Kl. 37 e, Gr. 13/06. Sch 115 165. Erfinder: Ferdinand Schmidt, Verden, Aller. Anmelder: Ferdinand Schmidt Deutsche Futterkonservierungsgesellschaft, Verden, Aller. Vorrichtung zur Herstellung von siloartigen, dünnwandigen Betonbehältern. 26. II. 38. Österreich.
- Kl. 37 f, Gr. 4. L 95 174. Erfinder, zugleich Anmelder: Filip Ludvig Lang, Växjö, Schweden; Vertr.: Dr.-Ing. W. Wolff, Pat.-Anw., Stuttgart. Konstruktionsglieder für montierfertige Holzhäuser. 13. VII. 38. Schweden 14. VII. 37.
- Kl. 81 e, Gr. 143. G 95 803. Erfinder: Theo Klug, Essen. Anmelder: Bau-Chemie Klug & Co., Komm.-Ges., Essen. Verfahren zum Auskleiden von Eisen- oder Betonbehältern für die Lagerung von Flüssigkeiten, insbesondere Treibölen, mit einem Auftrag von Zementputz oder Beton, der mit einem Wasserglasanstrich oder einem organischen Anstrich überzogen ist. 7. VII. 37.
- Kl. 84 a, Gr. 3/07. M 143 416. Erfinder: Dipl.-Ing. Fritz Hartung, Wiesbaden, und Dr.-Ing. Roelf Busemann, Mannheim. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg, und Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim. Bewegliches Wehr. 22. XI. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 85 e, Gr. 18. S 127 417. Erfinder, zugleich Anmelder: Fritz Seidel, Leipzig. Fahrbares Spülschild; Zus. z. Pat. 700 092. 2. VI. 37.

## PERSÖNLICHES.

### Friedrich Voß zum 70. Geburtstag.

Reg.- und Baurat a. D. Dr.-Ing. e. h. Friedrich Voß, Kiel, vollendete am 7. Juli d. Js. das 70. Lebensjahr. Er wurde in Calvörde, Kr. Helmstädt, als Sproß eines alten niedersächsischen Bauerngeschlechts geboren, studierte in Braunschweig und diente bei der Eisenbahntruppe in Berlin. Seine Berufstätigkeit begann er beim Bau der Straßenbrücke über die Süderelbe bei der Wasserbauinspektion in Harburg. Nach kurzer Beschäftigung beim städtischen Tiefbauamt in Königsberg erweiterte er in mehrjähriger Tätigkeit seine praktischen Kenntnisse bei der Brückenbauanstalt der MAN. Die 2. Staatsprüfung bestand er 1902 nach entsprechender Ausbildung bei Wasserbauverwaltungen in Emden und Hannover. Bei Prof. Barkhausen war er damals auch als Assistent tätig. 1903 wurde er in das Ministerium der öffentlichen Arbeiten berufen und 1906 zum Vertreter des Vorstandes des Bauamtes für den Weser-Ems-Kanal ernannt. 1908 wurde er als Vorstand des Brückenbauamtes für den Nord-Ostsee-Kanal nach Kiel berufen, und hier entfaltete er sein großes Können beim Entwurf und Bau der Hochbrücken bei Rendsburg und Hochdonn, der Drehbrücke bei Rendsburg und der Straßenbrücke über die Eider bei Friedrichstadt. Sein Einsatz in und nach dem Weltkriege brachte ihm schwere gesundheitliche Schäden, und seit 1924 betätigte er sich in Kiel freiberuflich und als staatlicher Sachverständiger für Abraumförderbrücken. Von seinen früheren Arbeiten mögen noch der Entwurf der Klappbrücke am Marientor in Duisburg und der einer Straßenbrücke über die Weichsel in Thorn<sup>1</sup> erwähnt werden. In jüngster Zeit hat er die Entwürfe für die Adolf-Hitler-Brücke über den Rhein bei Krefeld<sup>2</sup> und für die Hubbrücke über die Rethel<sup>3</sup> in Harburg aufgestellt und damit allgemein anerkannte Meisterleistungen vollbracht. Sein Wettbewerbsentwurf für die Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rhein bei Speyer wurde mit dem 1. Preis ausgezeichnet.

<sup>1</sup> Bauing. 3 (1922) S. 162.

<sup>2</sup> Bauing. 16 (1935) S. 401.

<sup>3</sup> Bautechn. 13 (1935) S. 423.

Sehr wertvolle Beiträge hat er auch zur Berechnung und Planung von Brücken geliefert. Durch umfangreiche Versuche mit großen Druckstäben<sup>4</sup> förderte er unsere Erkenntnisse über das Knickproblem, und bei der Aufstellung älterer und neuerer Berechnungsvorschriften war er maßgeblich beteiligt. Schon ein Jahrzehnt vor der Schaffung deutscher hochwertiger Baustähle hat Voß für seine großen Kanalbauten den erprobten Schiffbaustahl St 44 verwendet<sup>5</sup>. Mit ungewöhnlichem Weitblick hat er gar oft Vorschläge und Warnungen ausgesprochen, welche durch spätere Forschungen und Vorkommnisse bestätigt wurden. Das Bild seiner Leistungen wäre nicht vollständig, wenn nicht auch der mustergültigen Einzelausbildung und der eindrucksvollen Schönheit seiner Brückenbauten gedacht würde. Unter den anerkannten Meistern des Brückenbaus ragt Voß durch seine einzigartige schöpferische Gestaltungskunst hervor. Er ging stets eigene, neue Wege, und schon vor 10 Jahren sagte Schaper mit Recht, daß allein schon die Voßschen Kanalbrücken Marksteine in der Geschichte der Brückenbaukunst seien<sup>6</sup>. Wegen seiner hervorragenden Verdienste und seiner schöpferischen Tätigkeit im Brückenbau ernannte ihn die Techn. Hochschule Braunschweig 1922 zum Ehrendoktor. Außerdem ist Voß Mitglied der Akademie des Bauwesens.

Zu seinem Geburtstage wollen wir nicht nur dem Meister der Ingenieurkunst, sondern auch dem prächtigen Menschen und glühenden Patrioten unsere freundschaftliche Verehrung bekunden. Er ist ein aufrechter Mann von großer Anspruchslosigkeit. Stets hilfsbereit, stellt er überall sich und sein Können in uneigennützigster Weise zur Verfügung. In dankbarer Anerkennung seiner großen Leistungen bringt die Fachwelt diesem aufrechten deutschen Manne und großen Ingenieur ihre Glückwünsche entgegen. Der Kreis seiner Freunde schließt sich diesen Wünschen in herzlichster Form an. Möge ihn ein gütiges Geschick uns und den Seinen noch recht lange erhalten. Rein, Breslau.

<sup>4</sup> Bauing. 3 (1922) S. 8.

<sup>5</sup> Bauing. 5 (1924) S. 715.

<sup>6</sup> Bautechn. 10 (1932) S. 409.

**INHALT:** Neue Erkenntnisse zum Geschiebeprobem. Von o. Prof. Dr.-Ing. habil. Richard Winkel, Danzig. S. 211. — Anregung zur Berechnung der Bodenreaktionen und der Kippsicherheit ausmittigt lastender Massivgrundwerke. Von Baurat Dr.-Ing. Hermann G. Schütte, Hamburg. S. 213. — Kurze technische Berichte. S. 218. — Holzbrücke über die Rhone zwischen Lavey und Saint Maurice. — Versuche mit Stegblechstützen von Blechträgern. — Verschiedene Mitteilungen. S. 224. — Neue deutsche Normen. — Zuschrift zum Aufsatz Schmid. — Erwiderung. — Buchbesprechungen. S. 225. — Patentberichte. S. 225. — Persönliches. S. 226.

Dieses Heft enthält keine Literaturschau; die nächste erscheint in Heft 31/32.