

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang

15. Oktober 1926

Heft 42

DAS „ABGEKÜRZTE VERFAHREN“ FÜR DIE BERECHNUNG FLUSSSTÄHLERNER DRUCKSTÄBE.

Von Oberbaurat Professor a. D. Mörke, Stuttgart.

Es ist nun nahezu 1½ Jahre her, daß der Erlaß des Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt vom 25. Febr. 1925 erschienen ist, der das sog. ω -Verfahren für die Berechnung flußstählerner Druckstäbe eingeführt hat. In dieser Zeit hat m. W. keine Regierung der übrigen Länder sich veranlaßt gesehen, diese Berechnungsweise als amtliche Vorschrift für Baugesuche zu übernehmen, selbst solche Staaten haben davon abgesehen, welche die älteren Preuß. „Bestimmungen“ vom Jahr 1919 als bindende Vorschrift angenommen hatten. Der Geltungsbereich ist also eingeschränkter als zuvor. Ein solcher Zustand lag wohl kaum in der Absicht derer, die sich mit der Aufstellung der Vorschriften, — der Arbeitsausschuß für Vereinheitlichung der technischen Baupolizeibedingungen (EMB) und sein Knickausschuß (ETB), — befaßt hatten. Mag der Grund dieser Zurückhaltung mehr in der formalen Behandlung der Frage oder in deren sachlicher Lösung zu suchen sein, jedenfalls ist die Tatsache im Interesse einer fortschrittlichen Entwicklung unserer Eisenbauindustrie, die Einheitlichkeit der rechnerischen Behandlung der Hochbaukonstruktionen anstrebt, wenig erwünscht.

Es wäre wohl gut gewesen, wenn der Entwurf der „Bestimmungen“ des ETB nach sonstiger Übung zur Kritik der Fachkreise vor seiner Inkraftsetzung herausgegeben worden wäre, oder wenn die Preuß. Regierung vor der Veröffentlichung des Erlasses in Fühlung mit den anderen Gliedstaaten getreten wäre, wie dies z. B. bei den Vorschriften für den Eisenbetonbau, für Zementlieferungen usw. stets der Fall gewesen. In beiden Fällen hätten sich sachliche Bedenken rechtzeitig beglichen lassen.

Der Württ. Verein für Baukunde hatte auf die Veröffentlichung des ersten Entwurfs des EMB im „Betrieb“ vom 22. Oktober 1922 hin Einspruch mit zahlreichen anderen Interessentenkreisen erhoben; er unterließ es auch nicht, näher begründete Verbesserungsvorschläge zu machen. Die Einsprache hatte den Erfolg, daß der Entwurf unter Preisgabe seiner Berechnungsweise vollständig umgearbeitet wurde. In dieser der Öffentlichkeit nicht mehr bekanntgegebenen Form wurden die „Bestimmungen“ durch den obigen Erlaß in Preußen eingeführt. Der Versuch des Vereins, Anfang Dezember 1924 sich den Entwurf behufs Stellungnahme hierzu durch das Preuß. Ministerium für Volkswohlfahrt zu verschaffen, blieb ohne Erfolg. Das hätte nun nichts weiteres auf sich, wenn die „Bestimmungen“ allgemeinen Beifall und Annahme in den andern Ländern gefunden hätten. Dies trifft aber nicht zu, wie aus zahlreichen Zuschriften von auswärts hervorgeht.

Der Verein hat sich daher in der Folge an das Württ. Ministerium des Innern mit der Eingabe gewandt, es möge das von seinem „Knickausschuß“ vorgelegte „abgekürzte Verfahren“, das sog. „ β -Verfahren“ als Ergänzung des ω -Verfahrens zusammen mit diesem einführen. Es hätte dann der Praxis überlassen bleiben können, welches Verfahren mehr Anklang gefunden und sich durchgesetzt hätte. — Der Vorschlag des Vereins bezog sich nur auf den Eisenhochbau, nicht auf den Brückenbau, der vielfach anders geartete Verhältnisse aufweist und mit der Bauordnung nichts zu schaffen hat. Für diese Unterscheidung hatte sich auch der EMB ausgesprochen, als gleich zu Anfang von seiten der Reichsbahnverwaltung das Ansinnen an ihn gestellt wurde, das ω -Verfahren für beide

Bauzweige gemeinsam einzuführen. Die sachlichen Gründe, die für die Trennung und für die Ablehnung des Antrages sprachen, dürften auch heute noch ihre volle Gültigkeit haben. — Das Ministerium hat nun kürzlich dem Verein mitgeteilt, daß es keine Entscheidung in der Frage treffen werde, es sei denn, daß der Verein erneut Gelegenheit erhalte, sich hierzu zu äußern.

Mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum kann es nun nicht meine Absicht sein, mich auf das Für und Wider der Frage im Einzelnen einzulassen; es ist dies an anderer Stelle in ausgiebigem Maße geschehen¹⁾ 2). Hier sollen nur die Bedenken gegen das ω -Verfahren in kurzer Zusammenfassung und das Prinzip des β -Verfahrens zur Sprache kommen; einige Zahlenbeispiele mögen die Unterschiede beider Verfahren ins Licht stellen.

Der ETB hat sich mit seinem Obmann, Prof. Dr.-Ing. Gehler bei seiner Arbeit sofort auf den zu billigen Standpunkt gestellt, daß die Eulergleichung nicht auf den unelastischen Bereich übergreifen dürfe, daß Stoßziffern und die Elastizitätsziffer für St 37 und St 48 mit $E = 2\ 100\ 000\ \text{kg/cm}^2$ festzusetzen seien. Die Frage blieb zunächst offen, wie der große Vorteil der Eulergleichung, die einfach und endgültig den richtigen Profilquerschnitt für beide Bereiche ergab, für das ω -Verfahren gesichert werden könnte. Der Vorschlag des Vereins hatte nun die Wirkung, daß die Einfachheit des β -Verfahrens vom ETB anerkannt, und dessen Obmann, der selbst im ω -Verfahren einen „nutzlosen Umweg“ erkannt hatte, mit näherer Untersuchung desselben beauftragt wurde. Der letztere schrieb dem Verfasser im November 1923, daß er „mit besonderer Begeisterung für dessen Gedankengänge im ETB eingetreten sei.“ Er versuchte nun, da meine nähere Darlegung über die Bestimmung der Beiwerte α und β der Formel

$$(1) \quad F_{\text{erf}} = \alpha P + s s_k^2 \text{ cm}^2$$

(F_{erf} = gesuchter Querschnitt in cm^2 , P = Last in Tonnen, s_k = Stablänge in Metern) im Dezemberheft 1923 d. Bl., S. 638, noch nicht erschienen war, mittels Reihenentwicklung der Formel auf den Grund zu kommen. Dieses Bemühen hätte nur dann Aussicht auf Erfolg gehabt, wenn die einzelnen Nummern der Profile ähnliche Querschnitte im mathematischen Sinne aufwiesen. Dies trifft aber nicht zu. Kurz, das Ergebnis war, daß der ETB sich mit dem ω -Verfahren und den Gehlerschen „Gebrauchsformeln“ zufrieden gab. Hiermit ging die Einfachheit der Berechnungsweise und die Treffsicherheit der β -Gebrauchsformeln völlig verloren; Gebrauchsformeln, deren Ergebnisse erst durch eine besondere Berechnung nachgeprüft und berichtigt werden müssen, leisten dem Konstrukteur und der kontrollierenden Behörde nur geringe Dienste.

Das Neue des β -Verfahrens war, daß es

1. die Linie der zulässigen Knickspannung σ_d zur Tangente an die auf das 3,5- bzw. 3,0-fache reduzierte Eulerkurve bei $\lambda = 105$ ansah und ihr bis $\lambda = 40$ Gültigkeit zusprach, so daß

1) „Zentr. d. Bauw.“ 1921, Nr. 90 u. 102; „Der Bauing.“ 1922, Heft 20; Zentr. Bl. 1922, Nr. 60; „Der Bauing.“ 1923, Heft 24; 1924, Heft 11 u. 24; Zentr. Bl. 1924, Nr. 31.

2) „Die Bauzeitung“ (Verl. Stuttgart, Sedanstr. 16) 1924, Heft 32/33; 1925, Heft 29/30; 1926, Heft 18/19; „Deutsches Bauwesen“ 1925, Heft 24 und 1926, Heft 12, S. 119, u. Heft 14, S. 138.

zwischen $\lambda = 0$ und 40 im Belastungsfall I bzw. II $\sigma_{d\text{zul}} = 1200$ bzw. 1400 kg/cm^2 ist;

2. die Profilnummern in Gruppen einteilt, wodurch die Treffsicherheit der Gebrauchsformeln so gesteigert wird, daß die Vornahme einer Probe entbehrlich wird.

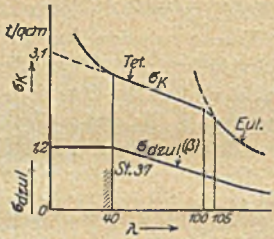
Die Grenze zwischen dem elastischen und unelastischen Bereich ist für St 37 wie in der Tetmajerformel mit $\lambda = 105$ angenommen. Man mag über die Genauigkeit dieser Formel denken wie man will, für einen allgemein verständlichen, einheitlichen Maßstab der Sicherheit

$$(2) \quad v = \frac{\sigma_k}{\sigma}$$

wo $\sigma = \frac{P}{F}$ und

$$(3) \quad v_0 = \frac{\sigma_k}{\sigma_{d\text{zul}}}$$

ist sie unentbehrlich. In diesem Sinn wird sie auch vom β -Verfahren benutzt. Hat sich doch die Formel im Lauf der letzten Jahrzehnte die Herrschaft nahezu in ganz Mitteleuropa, wenigstens in den Staaten Österreich-Ungarn, Schweiz, Frankreich, Belgien, Schweden, Jugoslawien, Polen usw. errungen. Auch die neuen Knickversuche von Professor Graf³⁾ zeigen, daß diese Gerade noch immer die zuverlässigste σ_k -Linie für St 37 darstellt. Sie zeigen insbesondere, daß die Tragfähigkeit eines Stabes mit der Streckgrenze keineswegs erschöpft ist, daß auch bei sorgfältig ausgesuchtem Baustoff die Streuung eine erhebliche ist, und Schwankungen der Streckgrenze innerhalb weiter Grenzen (über 900 kg/cm^2) bei ein- und demselben Probestück vorkommen⁴⁾, und endlich, daß alle untersuchten Winkelwerte für σ_k lieferten, die zwischen $\lambda = 40$ und 100 nicht bloß hinter der σ_k -Linie der „Bestimmungen“, sondern auch hinter der Tetmajer-Geraden zurückbleiben. Es dürfte also auch nach diesen Versuchen kein ausreichender Grund für die Steigerung der σ_k -Linie in der Nähe von $\lambda = 100$ um über 100 kg/cm^2 wie beim ω -Verfahren vorliegen.



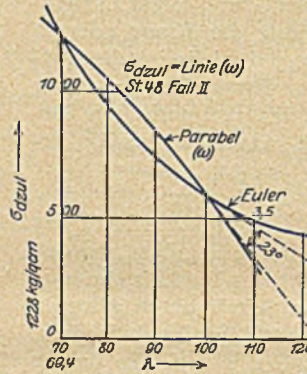
St 37, $\sigma_k = u. \sigma_{d\text{zul}}$ = Linie, Fall I.
Abb. 1.

würdigen Knickgesetze“ sind m. W. noch nicht angefochten oder widerlegt worden.

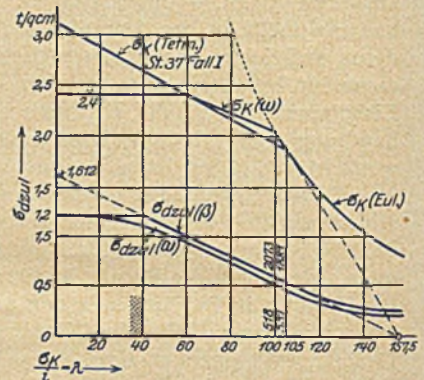
Es ist auch von einer Parabel zu viel verlangt, daß sie bei $\sigma_{zul} = 1200$ bzw. 1400 kg/cm^2 auf der Ordinatenachse den Scheitel habe, durch den Endpunkt der Eulerkurve bei $\lambda = 100$ gehe und gleichzeitig diese berühre. Entweder schneidet sie die Hyperbel oder berührt sie ihre im Endpunkt gezogene Tangente. Im ersteren Fall tritt das Unorganische des Überganges, wie in Abb. 2 für St 48 und Fall II gezeichnet, wo die beiden Tangenten einen Winkel von 23° einschließen, deutlich hervor; im letzteren läßt sich für $\lambda = 0$ bis 100 keine einheitliche Formel aufstellen.

Beim β -Verfahren (Abb. 3) läßt sich auf der Strecke $\lambda = 0$ bis 40 um so eher an einem konstanten $\sigma_{d\text{zul}} = 1200$ bzw. 1400 kg/cm^2 festhalten, als die frühere ω -Linie der Reichsbahnverwaltung dieselbe Konstante gar bis $\lambda = 60$ beibehalten hatte. Ein sachlicher Grund für eine stetige parabelmäßige Verringerung der $\sigma_{d\text{zul}}$ -Werte zwischen $\lambda = 0$ und 100 ist nicht leicht zu finden, es müßte denn nur der Wunsch gewesen sein, die einfache Gerade durch eine Linie zweiter Ordnung zu ersetzen. Das wäre aber weder eine Vereinfachung noch eine Verbesserung.

Daß sich das β -Verfahren auch auf St 48 anwenden läßt, bedarf keiner weiteren Worte. Solange aber der Verbrauch im Hochbau, im Gegensatz zum Brückenbau infolge der Verteue-



St 48, $\sigma_{d\text{zul}} =$ Linie, Fall II.
Abb. 2.



St. 37, $\sigma_k = u. \sigma_{d\text{zul}} =$ Linie, Fall I.
Abb. 3.

Die exakten Versuche von Kármán an hartem Stahl haben gezeigt, daß beim Überschreiten der Proportionalitäts- und Elastizitätsgrenze sich die σ_k -Linie tangential von der Eulerkurve etwa bei $\lambda = 96$ ablöst, in eine flach ansteigende Gerade übergeht und in der Nähe von $\lambda = 40$ in raschem Anstieg sich der Ordinatenachse näherte. Der Schluß, daß bei weicherem Stahl, also St 37, die Ablösung von $\sigma_{d\text{zul}}$ gleichfalls tangential erfolgt, — die Tetmajerschen Versuche zeigen für σ_k dasselbe Bild (Abb. 1), — und eine flache Gerade einhält, da ja $\sigma_p = 1900 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschritten wird, dürfte näher liegen, als die willkürliche Annahme, die Ablösung erfolge nach einer Parabel wie im ω -Verfahren. Insbesondere ist nicht einzusehen, warum die σ_k -Linie des Versuchs zwischen $\lambda = 0$ und 40 eine ausgesprochen aufwärts gerichtete Tendenz, die $\sigma_{d\text{zul}}$ -Linie aber eine abwärts gerichtete haben soll. Die σ_k -Linie des ω -Verfahrens ist mit seiner Horizontalen zwischen $\lambda = 0$ und 60 eben ein Gedankending, das, wie Dr.-Ing. Bleich in seinem bekannten Werk S. 115⁵⁾ schreibt, „das Wesen des Knickproblems vollständig verschleiert“, ein Abstraktum, das auf den ersten Blick, besonders bei der $\sigma_{d\text{zul}}$ -Linie eine gewisse, den Bedingungen des Baustoffes gerecht werdende Gesetzmäßigkeit vortäuscht, tatsächlich aber einer solchen entbehrt. Die Einwände von Dr.-Ing. Bleich gegen die „merk-

ung um 15–20% ein völlig verschwindender ist⁶⁾, kann von einer Aufstellung zunächst abgesehen werden.

Das ω -Verfahren ist nur ein Kontroll- aber kein Dimensionierungsverfahren; das Bedürfnis also, dem Konstrukteur eine Gebrauchsformel mitzugeben, lag zweifellos vor. Zu diesem Zweck hielt sich der Obmann an die längst bekannte, aber wenig benutzte, von ihm der ω -Linie angepaßte Ostfeldsche Formel, die gleichfalls mit dem mittleren Formwert eines Profils, also mit $\gamma = K$ (bei Gehler) = $\frac{F}{i^2}$ rechnet und für St 37

$$F_{\text{erf}} = \frac{P}{1,2} + 0,577 K s_k^2 \text{ Fall I}$$

bzw.

$$F_{\text{erf}} = \frac{P}{14} + 0,577 K s_k^2 \text{ Fall II}$$

lautet, wo i der kleinste Trägheitshalbmesser des Querschnitts ist (vgl. „Die Knickfestigkeit“ von Dr.-Ing. Rudolf Mayer, 1921, S. 81/82). Die Folge ist, daß die Formeln bei der Ungleichheit des Formwertes γ innerhalb der Profilnummern ganz unsichere Ergebnisse liefern, und daß stets eine Nachprüfung nach dem ω -Verfahren vorgenommen werden muß. Das macht viel vergebliche Arbeit.

In der obigen Eingabe des Vereins ging dessen Knickausschuß davon aus, daß die hohe, konstante Sicherheit im elastischen Bereich (Grundsicherheit) mit $v_0 = 4,0$ und 3,5 ein wenig berechtigtes Überbleibsel der früheren Eulerberech-

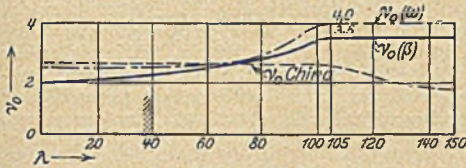
⁶⁾ „Der Bauing.“ 1925, S. 729 u. 983 und 1926, S. 485.

³⁾ „Der Bauing.“ 1926, Heft 14.

⁴⁾ S. auch Verfügung der Reichsbahnverwaltung vom 10. Nov. 1924 im „Bauing.“ 1924, S. 752, sowie den Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier im „Bauing.“ 1924, S. 107 und 751.

⁵⁾ „Theorie u. Berechnung der eisernen Brücken“ von Dr.-Ing. Fr. Bleich, 1924.

nung sei und ohne Schaden auf 3,5 bzw. 3,0 für den Fall I bzw. II herabgesetzt werden könne. Ohne hier auf Näheres einzugehen, sei nur erwähnt, daß die neuerdings nach amerikanisch-europäischen Erfahrungen aufgestellte Knickformel für chinesische Bahnbrücken bei denselben Annahmen sich für $\lambda = 105$



St. 37, v_0 = Linie, Fall I.
Abb. 4.

mit einer Sicherheit von 2,5 und für $\lambda = 150$ mit 1,6 begnügt (Abb. 4)?). Damit ist die $\sigma_{d\text{zul}}$ Linie zwischen $\lambda = 0$ und 150 festgelegt. Ihre Tangente in $\lambda = 105$ schneidet die der Eulerhyperbel in $\lambda = 157,5$ der Abszissenachse. Wenn nun die Beiwerte α und β der Formel (1) so bestimmt werden, daß Fehlergriffe ausgeschlossen sind, so können, von seltenen, aus der Formel selbst erkennbaren Ausnahmen abgesehen, sämtliche Querschnitte auf den ersten Anhub angeschrieben werden; die Probe ist entbehrlich.

Einige Beispiele mögen das Vorstehende erläutern:
Gegeben: ein Druckstab mit gekuppeltem Γ -Eisen (Abstand so, daß $J_x \leq J_y$), $P = 10,0$ t, $s_k = 3,6$ m, Belastungsfall I und $\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm².

Nach der Formel von Gehler ist mit $k = 1,2$ $F_{erf} = \frac{10,0}{1,2} + 0,577 \cdot 1,2 \cdot 3,6^2 = 17,3$ cm². Wähle hiernach 2 Nr. 6 $\frac{1}{2}$ mit $F = 18,06$ cm², $i = 2,52$ cm, $\lambda = 143$, $\omega = 4,84$, dann ist $\sigma_{d\text{zul}} = \frac{4,84 \cdot 10,0}{18,06} = 2660 > 1200$ kg/cm²; das Profil ist, ob schon es $0,8 > F_{erf}$ cm², zu schwach. Das nächst stärkere 2 Nr. 8 mit $F = 22,0$ cm² gibt $\sigma_{d\text{zul}} = 1450$ kg/cm²; also immer noch zu schwach; erst das Doppelprofil Nr. 10 mit $F = 27,0$ cm² genügt. — Beim β -Verfahren ist nach Formel (1). $F_{erf} = 0,8 \cdot 10 + 13 \cdot 3,6^2 = 24,9$ cm², wähle also Nr. 10 mit $F = 27,0$ cm². — Machen wir die Probe, die aber in der Praxis nicht erforderlich ist, so ist $i = 3,91$ cm, $\lambda = \frac{360}{3,91} = 92,0$, $\sigma_k = 3100 - 11,4 \cdot 92,0 = 2055$ kg/cm² (Tetmajer), $\sigma = P : F = 370$ kg/cm², $v = 2055 : 370 = 5,53$, d. h. $> v_0 = 3,07$ in Tafel 1, also reichlich. — Das nächst kleinere Profil Nr. 8 mit $F = 22,0$ hätte nicht ausgereicht.

Tafel 1.

$\lambda =$	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	105	110	120	130	140	150	
$\sigma_k =$ Euler-Tetmajer	3100	2986	2872	2758	2644	2530	2416	2302	2188	2074	1960	1880	1711	1440	1227	1058	921	kg/qcm
Fall I $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{d\text{zul}} \\ v_0 \end{array} \right.$ kg/qcm	1200	1200	1200	1200	1200	1100	998	895	793	690	588	537	489	411	350	3,02	2,63	kg/qcm
	2,58	2,49	2,39	2,30	2,20	2,30	2,42	2,57	2,76	3,00	3,34	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	
Fall II $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{d\text{zul}} \\ v_0 \end{array} \right.$ kg/qcm	1400	1400	1400	1400	1400	1284	1164	1045	925	806	687	627	571	480	409	353	307	kg/qcm
	2,21	2,13	2,05	1,96	1,89	1,97	2,08	2,20	2,37	2,57	2,85	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	

In der Tafel 1 sind die zu λ gehörigen σ_k der Tetmajer-Eulerformel, die $\sigma_{d\text{zul}}$ für den Fall I bzw. II mit $\alpha = 0,8$ bzw. $0,7$ und die zugehörigen Sicherheitswerte v_0 ersichtlich. Der Tafel 2 sind die Werte von β , welche den Formwert γ in sich schließen, für den Fall I wie II gültig, zu entnehmen. Die Werte von β sind nun gruppenweise so abgestuft, daß der nach Formel (1) errechnete Profilquerschnitt im ungünstigsten Fall nur um 3% geringere Werte für v_0 liefert, als in Tafel 1 als Norm vorgesehen ist. Weitergehende Genauigkeit könnte jederzeit durch Vermehrung der Gruppen erreicht werden, sie hat aber praktisch keinen Zweck. Wie aus Abb. 3 zu ersehen, sind die $\sigma_{d\text{zul}}$ um wenig größer als in den „Bestimmungen“, am meisten in der Nähe und innerhalb des elastischen Bereichs, ebenso zwischen $\lambda = 40$ und 50. Dieser Unterschied ist aber bezüglich der Sicherheit durchweg im Rahmen des Zulässigen (s. „Die Bauzeitung“ 1926, Heft 18/19).

Tafel 2.

Nr.	Querschnittform	F qcm	i cm	β	
1		Nr. 16/1,7—11/1,2	103,6—50,2	4,87—3,34	2,6
		10/1,2—7/0,9	45,4—23,8	3,18—2,11	3,2
		6 $\frac{1}{2}$ /0,9—4/0,6	22,0—8,96	2,93—1,18	3,7
6		Nr. 16,1,7—11/1,3	103,6—5,02	6,13—4,18	1,6
		10,1,2—6/0,8	45,4—18,06	3,80—2,26	1,9
		5 $\frac{1}{2}$ /0,8—4/0,6	16,46—8,96	2,05—1,49	2,3
10		Nr. 40—35	183,0—154,6	14,90—12,87	0,5
		32—22	151,6—74,8	11,97—8,48	0,6
		20—16	64,4—48,0	7,70—6,21	0,7
		14—10	40,8—27,0	5,45—3,91	0,9
		8—6 $\frac{1}{2}$	22,0—18,06	3,11—2,32	1,5
	5	14,24	1,92	2,2	

7) „Der Bauing.“ 1925, Heft 11.

Steigern wir beim selben Profiltypus P auf 100 t und s_k auf 10,0 m, so ist nach dem β -Verfahren $F_{erf} = 0,8 \cdot 100 + 0,6 \cdot 10^2 = 140$ cm². Wähle 2 Nr. 32 mit $F = 151,6$ cm²; hierbei ist $i = 11,97$ cm, $\lambda = 83,5$, $\sigma_k = 3100 - 11,4 \cdot 83,5 = 2150$ kg/cm², $\sigma = 660$ kg/cm², $v = 3,25$ und $v_0 = 2,84$ nach Tafel 1. Das Profil ist, da $v > v_0$, brauchbar. Das F_{erf} läßt sich bei ganzen Zahlen meist im Kopf rechnen. Nach der Gehlerschen Formel ist $F_{erf} = \frac{100}{1,2} + 0,577 \cdot 1,2 \cdot 10,0^2 + 152,4$ cm²; wähle 2 Nr. 35 mit $F = 154,6$ cm², $i = 12,87$, $\lambda = 78,0$, $\omega = 1,55$ und $\sigma_{d\text{zul}} = \frac{1,55 \cdot 100}{154,6} = 1000 < 1200$ kg/cm², also brauchbar. Es erhebt sich aber die Frage, ob nicht auch das um 2% leichtere Profil Nr. 32 ausreicht. Hier ist $\lambda = 83,5$, $\omega = 1,69$ und $\sigma_{zul} = 1120 < 1200$ kg/cm², also wähle dieses. Solche Untersuchungen erschweren aber die Arbeit.

Bei den anderen Profiltypen zeigen sich ähnliche Mängel; z. B. gegeben: eine Stütze mit $P = 80,0$ t und $s_k = 4,0$ m; das Profil ist ein I Nr. Pr. — Nach Gehler ist mit $k = 10,0$ $F_{erf} = 158,8$ cm². Hiernach sollte Nr. 47 $\frac{1}{2}$ mit $F = 163$ cm² reichlich ausreichen; es genügt aber erst Nr. 55 mit $F = 212$ cm². — Nach dem β -Verfahren entnehmen wir der hier nur im Auszug abgedruckten Tafel mit ihren 20 Profiltypen $\beta = 7,4$, also $F_{erf} = 64,0 + 7,4 \cdot 4,0^2 = 182$ cm². Da bei Nr. 50 mit $F = 179$ cm² der Abmangel nur 3 cm², also weniger als 3% beträgt, so ist diese Nr. ohne weiteres brauchbar; die Probe gibt $v = 3,94$ und $v_0 = 3,50$. Nr. 55 ist aber um 18% schwerer als Nr. 50.

Der Raum verbietet es, hier auf die ebenso einfache Behandlung außennittiger Kräfte bei Knickstäben und auf die Bestimmung der Abstände der Bindebleche gegliederter Stäbe einzugehen; es muß auf das bereits Veröffentlichte²⁾ verwiesen werden. Aber soviel dürfte aus dem Vorstehenden hervorgehen, daß das β -Verfahren einer ersten Prüfung wert ist, und daß auf die von ihm geschaffenen Erleichterungen zum Nachteil der deutschen Eisenindustrie auf die Dauer nicht verzichtet werden sollte. Auch heute noch ist es möglich, eine Verständigung über eine einheitliche Berechnungsweise unter den Staats-

verwaltungen herbeizuführen. Eine gemeinsame Beratung ihrer technischen Vertreter dürfte, wie auch in anderen Fällen, hier rasch zum Ziele führen. Daß der derzeitige Zustand ein wenig befriedigender ist, dürfte kaum bestritten werden. Das ω -Verfahren wird bei seiner Eigenart, die es von der sonst üblichen Berechnungsweise grundsätzlich unterscheidet, kaum weitere Ausbreitung erfahren, während das β -Verfahren, dessen Sicherheitswerte sich nach der als Vergleichsmaßstab dienenden Tetmajerformel, nicht nach den fiktiven ω -Werten richten, zwanglos sich in die Berechnungsweise der anderen Staaten ein-

gliedern läßt. Dieser Umstand dürfte bei Wettbewerben im Ausland nicht ohne Bedeutung sein. Es liegt kein Grund vor, sich in diesem Stück vom Ausland zu isolieren oder zuzuwarten, bis dieses sich das β -Verfahren selbst zunutze macht⁸⁾.

⁸⁾ Schon 1922 schrieb Geh. Rat Prof. Dr.-Ing. M. Förster über das Verfahren des Verfassers, er habe sich mit demselben sehr eingehend befaßt und gefunden, daß „der eingeschlagene Weg für die Praxis bisher der gangbarste unter all den vielen Lösungen sei“; er habe auch ganz ausführlich mit Zahlenbeispielen das Verfahren in die Neuauflage seines Werkes „die Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten, 1924“ aufgenommen.

BÖSCHUNGSRUTSCHUNGEN BEI EISENBAHNEN.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Übersicht: Es wird über Böschungs-rutschungen, ihre Ursachen und Beseitigung berichtet.

Im Winter 1925—26 sind in ganz Deutschland sehr starke und vielfach andauernde Regenfälle aufgetreten, die an Erd-dämmen, insbesondere an Eisenbahnen und an anstehenden Erdböschungen, selbst bei älteren und mit dichter Grasnarbe versehenen Anlagen, Erdrutschungen in ungewöhnlich großem Umfange herbeiführten. Erdkörper, die aus sandigem Boden bestehen, bleiben im allgemeinen von derartigen Ereignissen verschont, weil selbst die größten Niederschläge verhältnismäßig rasch versickern. Sobald aber der Boden aus Lehm, lehmigen Beimengungen oder, was noch schlimmer ist, zum großen Teil aus Mergel besteht, ist Rutschungsgefahr, selbst bei Anwendung weitgehender Gegenmaßnahmen, nicht ganz zu beseitigen.

Rutschungen an Einschnittsböschungen sind, wenn sie nicht sehr großen Umfang annehmen, für die Betriebssicherheit der Bahn meistens nicht unmittelbar gefährlich, weil sie nur bei besonders großer Bewegung das Bahnplanum in Mitleidenschaft ziehen. Anders liegt es allerdings, wenn Bahnen in steile Gebirgshänge eingeschnitten sind. In solchen Fällen kann es vorkommen, daß bei großen Rutschungen Teile der Bahn von den in Bewegung geratenen Bodenmassen

größte Druck stattfindet, nämlich in der Dammitte unter den Gleisen. Hier kann man, wenn die Gleise einmal verlegt sind, an den Erdkörper des Dammes nicht mehr ankommen, um die ursprünglich vorhanden gewesene Planumsneigung wieder herzustellen, sondern man ist lediglich darauf angewiesen, die Sackungen durch Stopfkliesschüttung auszugleichen. Allmählich entsteht unter dem Kiesbett eine Mulde, in der sich die Niederschläge, die auf die Dammkronen fallen, ansammeln können. Abb. 2 zeigt diesen Zustand. Ist nun das Erdreich, aus dem der Damm geschüttet ist, wasser-durchlässig, so versickern die Niederschläge, ohne Boden-rutschungen zu verursachen. Ist aber der Dammboden ziemlich wasserundurchlässig, so bleibt das Wasser lange Zeit in dieser Mulde stehen. Durch das fortwährende Befahren des Dammes wird der Untergrund des Gleiskörpers so aufgeweicht, daß schließlich Rutschungen auftreten. Die Ursache der Rutschungen ist an Dämmen von der an Einschnittsböschungen vielfach verschieden; in der Auswirkung ist sie aber gleich. Dammrutschungen werden besonders begünstigt durch lange Frostperioden, auf die dann, bevor die Frostschicht aufgetaut ist, starke Niederschläge folgen. In solchen Fällen treten auch häufig Rutschungen an Dämmen auf, die aus gutem und wasserdurchlässigem

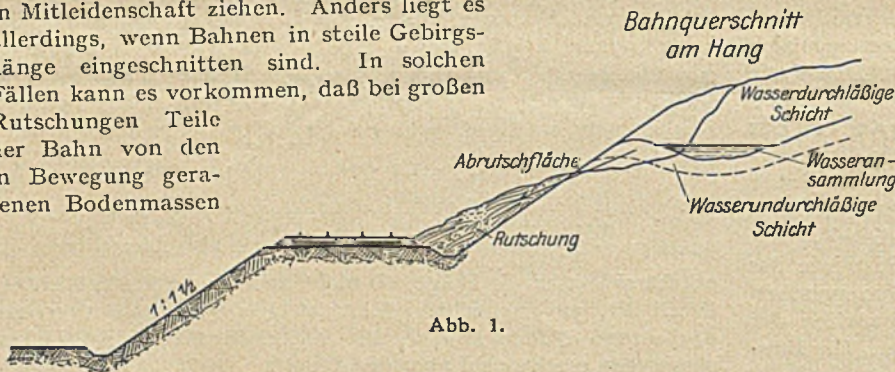


Abb. 1.



Abb. 2.

fortgerissen werden. Solche Ereignisse treten ein, wenn in der natürlichen Bodenlagerung wasserführende Schichten auf lehmigen, wasserundurchlässigen Schichten ruhen, die nach dem Bahneinschnitt zu abfallen. Besonders groß ist die Gefahr, wenn sich auf der undurchlässigen Schicht Mulden befinden, in denen sich das Sickerwasser, das die darüber liegenden Schichten durchdringt, ansammeln kann. Sobald der hydrostatische Druck der angesammelten Wassermassen größer wird, als der Reibungswiderstand der vorgelagerten Schichtungen, geraten die Bodenmassen der Böschung ins Rutschen, und das angesammelte Wasser ergießt sich unter Mitnahme großer Bodenteile in den Einschnitt (s. Abb. 1).

Dammstrecken von Eisenbahnen werden bei der Neuherstellung stets mit dem üblichen, von der Dammitte ausgehenden beiderseitigen Gefälle des Planums ausgeführt. Nach Herstellung des Kiesbettes und Verlegung des Oberbaues bleibt aber dieser Zustand in vielen Fällen leider nicht sehr lange bestehen. Einmal sackt der Damm in sich zusammen; zum anderen gibt auch der Untergrund, auf dem der Damm ruht, im allgemeinen etwas nach. Das zusammenwirkende Maß dieser Sackungen ist natürlich dort am größten, wo der

Boden geschüttet sind, weil die vereiste Bodenkruste das Niederschlagwasser nicht durchläßt. Die meisten Rutschungen im Frühjahr 1926 dürften auf diese Ursache zurückzuführen sein.

Die meisten Rutschungen finden im Lehm Boden statt. Die Rutschflächen bilden sich in der weicheren Übergangszone zwischen der Lehmschicht an der Oberfläche und der mehr homogenen und festen Lehmlagerung in größerer Tiefe. Die Oberfläche wird durch Verdunstung des Wassergehalts fest, erhält aber bei diesem Vorgang Risse, meist polygonaler Form, durch die das Oberflächenwasser eindringt und somit Zutritt zu den tieferen Schichten erhält. Hierdurch entsteht die weiche Schicht, die die Rutschfläche bildet. Diese ist im gewachsenen Boden, also in Einschnittsböschungen, meistens sandhaltig, da sie vielfach aus Moränenresten besteht. An mehreren Stellen kann man auch chemische Ursachen solcher Rutschungen nachweisen. Insbesondere spielen anscheinend Schwefelverbindungen und Kohlenwasserstoffgase eine nicht zu unterschätzende Rolle. Man hat an Rutschstellen im gewachsenen Boden unmittelbar nach dem Ereignis vielfach wahrnehmbare Schwefelgerüche feststellen können. Wo Wasser und schwefel-

saure Salze oder schweflige Metallverbindungen im Zusammenhang mit organischen Stoffen vorhanden sind, was im Erdreich recht häufig vorkommt, bildet sich Schwefelwasserstoff, wodurch die Lehmschichten infolge der auftretenden Gasentwicklung aufgelockert werden. Eine Störung des Gleichgewichts ist leicht die Folge. Lehm Boden ist, wenn er festgelagert und der Verdunstung des Wassergehalts nicht ausgesetzt ist, tragfähig, wasserundurchlässig und wird auch sehr schwer aufgeweicht durch hinzutretende Niederschläge. Kommt er aber in innere Bewegung, etwa durch Gasbildung infolge von Fäulnis pflanzlicher Bestandteile, so wird er flüssig und kann die darüberliegenden Bodenmassen nicht mehr tragen.

Das Mittel zur Verhinderung von für die Sicherheit des Eisenbahnbetriebes gefahrbringenden Rutschungen besteht im wesentlichen darin, die wasserführenden Schichten ausreichend zu entwässern. Das Wasser muß in die natürlichen Vorfluter, also in die Bahngräben, hineingeleitet werden, bevor es die Schichten durchweicht und zum Abrutschen gebracht hat. In Abb. 3a und 3b sind Entwässerungsrinnen (Sickerschlitze) gezeigt, die zwar in ihrer Anlage ziemlich kostspielig sind, deren Anordnung sich aber nach mehrfachen Versuchen als besonders gut und zuverlässig erwiesen hat. Der Umfang der jeweils notwendigen Entwässerungsanlagen hängt sowohl von den örtlichen Verhältnissen als auch von dem Alter des Damms und von der Beschaffenheit des Materials ab, aus dem er geschüttet ist. Erfahrungsgemäß sind an einer Bahn einzelne Strecken besonders gefährdet. Nur an solchen wird man zu so kostspieligen Gegenmaßnahmen greifen, um Rutschungen zu verhindern. An einer von mir während des Krieges gebauten Bahn von etwa 30 km Länge, wovon mehr als die Hälfte Dammstrecken sind, traten in den letzten Jahren, insbesondere im vergangenen Winter, umfangreiche Rutschungen an den Dammstrecken auf, die zum großen Teil aus lehmhaltigen Bodenarten geschüttet sind. Nach mehrfachen, in früheren Jahren ausgeführten vergleichenden Versuchen verschiedener Arten von Entwässerungen ist beabsichtigt, im Laufe dieses Sommers eine Böschungssicherung, wie sie in Abb. 3a und 3b dargestellt ist, an allen gefährdeten Stellen

herzustellen. Die Gesamtkosten sind auf etwa 55000 M. veranschlagt worden. In früheren Jahren sind kleinere, besonders gefährdete Böschungsstrecken in dieser Weise gesichert worden. Der Erfolg entsprach allen Anforderungen.

Lehm, besonders blauer Lehm oder, wie er in Hamburg auch genannt wird, Klaic, rutscht sehr leicht, wenn er mehr als 50% Raumteile Wasser enthält. Ist in einem Damm oder



Abb. 3a. Dammquerschnitt.

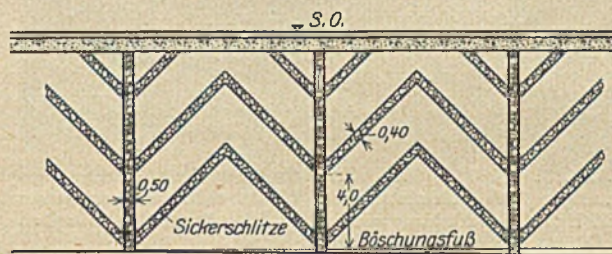


Abb. 3b. Böschungsansicht (Schema).

in einer sonstigen Böschung eine durchweichte Lehmschicht vorhanden, die auch nur verhältnismäßig wenig — nach der Böschung zu — schräg liegt, so gehört nur eine geringe Ursache dazu, das Gleichgewicht zu stören. An Einschnittsböschungen treten Rutschungen vorzugsweise dort auf, wo Grundwasserhorizonte durchschnitten worden sind, weil sich an solchen Stellen Quellen bilden, die die Böschungen aufweichen und zum Abrutschen bringen. Meist treten diese Quellen allerdings nur einseitig am Bahneinschnitt auf, weil die wasserführenden Schichten fast stets im Gefälle angeschnitten werden.

KOHLLENBUNKER IN KESSELHÄUSERN FÜR GROSSKRAFTWERKE.

Von Architekt A. Schönburg, Berlin.

Für den Bau neuzeitlicher Kesselhäuser für Groß-Kraftwerke hat der entwerfende Bauingenieur die schwerwiegende Frage der zweckmäßigsten Bauweise zu lösen.

Für das Kesselhaus kommt aus wirtschaftlichen Gründen fast ausschließlich nur noch eine zweireihige Anordnung der Kessel mit mittlerer Bunkerstellung in Betracht.

Einen wesentlichen Teil der Baukosten erfordert der Bunkerbau. Die Entscheidung, ob dieser in einem Gerippe aus Eisenkonstruktion und Ausbetonierung bzw. Ausfachung der Felder mit Ziegelsteinkappen oder insgesamt aus einer Eisenbetonkonstruktion zu erstellen ist, ist sowohl nach wirtschaftlichen, als auch betrieblichen Gesichtspunkten zu treffen. Es kann keinem Zweifel unterliegen, daß die Erfahrungen der letzten Jahrzehnte gelehrt haben, daß für den Betrieb der Bunkerbau in Eisenbeton gegenüber der Eisenkonstruktionsbauweise folgende sehr erhebliche Vorteile hat:

1. Fortfall von Unterhaltungsanstrichen;
2. Fortfall von Schäden infolge chemischer Einflüsse der Kohle, welche insbesondere bei eisernen Braunkohlenbunkern festgestellt werden mußten und kostspielige und zeitraubende Instandsetzungsarbeiten erforderten.

In wirtschaftlicher Beziehung ist die Höhe der Baukosten für die eine oder die andere Bauweise sowie die Dauer der Bauzeit von maßgebendem Einfluß.

Der Verfasser hat bei drei Bunkerausführungen größeren Ausmaßes für Großkraftwerke festgestellt, daß die in Eisenkonstruktion entworfenen Bunkerbauten gleicher Abmessungen

gegenüber den Bunkern in Eisenbetonkonstruktionen 15 bis 20% höhere Baukosten erfordern; diese Feststellungen wurden jeweils zu verschiedenen Zeitpunkten gemacht. Die Bunkerbauten kamen in den Jahren 1920/21 und 1925/26 zur Ausführung.

Als größter Nachteil der Eisenbetonbauweise gegenüber Eisenkonstruktion wird die verhältnismäßig lange Bauzeit geltend gemacht. Trotz der vorstehend genannten betriebstechnischen und wirtschaftlichen Vorteile der Eisenbetonbauweise für Bunker fällt in vielen Fällen die Entscheidung zu Gunsten der Eisenkonstruktion, da die kurze Bauzeit und die dadurch bedingte schnellere Inbetriebnahme eines umfangreichen Werkes von maßgebendem Einfluß für die Wahl des Baustoffs sein kann.

Durch Wahl geeigneter Vorkehrungen kann jedoch auch bei einem Bunkerbau in Eisenbeton Ausführung die Bauzeit auf das geringste Maß eingeschränkt werden, welches bei der Ausführung der Eisenkonstruktion zu erzielen ist. Dieser Nachweis soll in nachfolgendem an dem Bunkerbau, welcher im Zusammenhang mit dem Erweiterungsbau des Kraftwerks Zschornowitz der Elektrowerke A.-G. Berlin zur Ausführung kam, geführt werden. (Abb. 1.)

Zur Erläuterung dienen zunächst folgende Angaben:

Der zu Beginn des Jahres 1926 in Zschornowitz zur Ausführung gebrachte Feinkohlenbunker für das Kesselhaus F hat eine Füllung von 4000 m³ Kohle aufzunehmen. Der Bunker hat bei einer Gesamtlänge von 84,19 m eine Gesamthöhe des

Bunkerbehälters von 8,58 m, bei einer Gesamtbreite von 9,4 m, erhalten; der nutzbare Querschnitt des Bunkers ist mit Rücksicht auf eine gute Abführung der Kohle so konstruiert, daß alle Rutschflächen mindestens eine Neigung von 55° erhalten

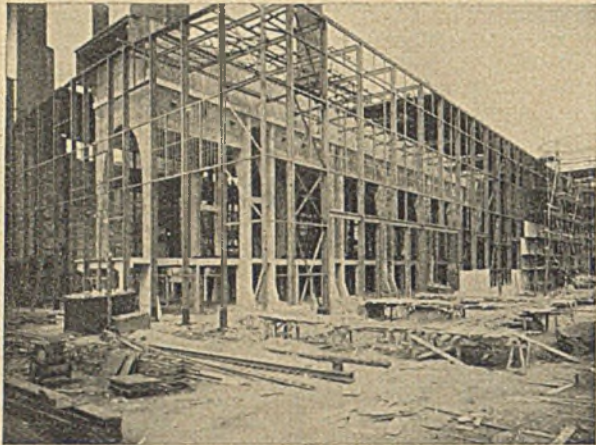


Abb. 1. Großkraftwerk Golpa-Zschornowitz. Erweiterungsanlagen 1926. Gesamtansicht. Montagebild des Kesselhauses in Eisenfachwerkskonstruktion mit Eisenbeton-Kohlenbunker.

haben, wobei durch einen Glattputz auf die Schrägfläche und isolierenden Anstrich dafür Sorge getragen worden ist, daß ein möglichst leichtes Abgleiten bei der Entnahme der Kohle eintritt und Brückenbildung verhindert wird.

Der Bunker besteht aus sechs Einzelzellen, welche durch Querwände voneinander getrennt sind. Jede Zelle ist in der Längs-

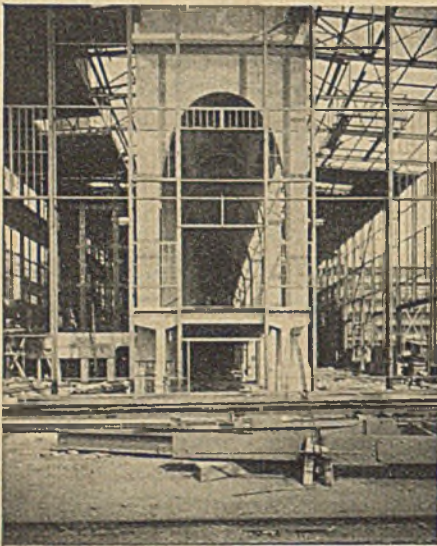


Abb. 2. Großkraftwerk Golpa-Zschornowitz. Erweiterungsanlagen 1926. Giebelansicht des Kesselhauses mit Eisenbeton-Kohlenbunker.

richtung wieder durch einen Sattel in zwei Taschen unterteilt, von denen jede einen Doppelkessel mittels vier Trichterausläufen zu versorgen hat. Die Beschickung des Bunkers erfolgt durch mechanische Transportvorkehrungen von der oberen Verteilungsbühne aus.

Zur Erzielung einer möglichst großen Füllung des Bunkers sind die beiden an den Seiten der Längswände entlang laufenden Bedienungsstege von je 2,31 m Breite über die sie unterstützenden Längsträger um etwa 35 cm ausgekragt worden. Hierdurch ist ermöglicht, daß das Füllgut direkt von der Innenkante Bedienungssteg an unter dem Winkel der natürlichen Böschung bis an die Längswand sich einstellen kann.

Der gesamte Bunkerkörper ruht auf Eisenbetonstützen, welche in der Querrichtung portalartig verbunden worden sind.

Dieses Portal ist in Korbbogenform gewählt worden, wodurch zugleich eine gute architektonische Wirkung erzielt wurde. Die portalartige Ausbildung der Querträger bedeutet eine nicht unerhebliche Ersparnis an Massen, da die eigentliche Freilänge der Hauptquerträger, welche als die meist beanspruchten Konstruktionsteile eines Bunkerkörpers zu gelten haben, wesentlich verkürzt werden.

Die Schürerstanddecke, welche für die anfallende Belastung bei einer Kesselmontage berechnet worden ist, ist auf Eisenbetonlängsbankette gegründet, welche in die Bunkerbankette eingreifen, um eine ungleichmäßige Setzung der Schürerstanddecke und des Bunkers auszuschließen. (Abb. 2.)

Die Außenwände des Bunkerkörpers sind in ihrem unteren Teil zur Erzielung einer guten Tagesbeleuchtung der Schürerstanddecke nach innen eingezogen worden, um von dem Oberlicht der eisernen Dachkonstruktion einen möglichst breiten Lichteinfall auf die Schürerstanddecke zwischen Kessel front und Bunker zu erhalten. Infolge der großen Länge des Gebäudes war die Anordnung von Dehnungsfugen erforderlich. Um den elastischen Bewegungen infolge Temperatur, Schwinden, ungleichmäßiger Setzungen, Rechnung zu tragen, ist eine Dehnungsfuge in der Mitte angeordnet worden, welche durch das ganze Gebäude durchgeht und sowohl den Bunker, als auch die Schürerstanddecke in zwei Hälften trennt und bis auf die Fundamente herunterreicht.

Die besonderen Vorkehrungen, die bei dem Bunkerbau zur Herbeiführung einer Verkürzung der Bauzeit getroffen wurden, sind folgende:

1. Die gesamte Tragkonstruktion des Bunkers wurde im unteren Teil desselben ausgebildet und sie besteht aus dem in der Längsrichtung verlaufenden Sattelträger, dem unteren

	Dezbr.	Januar	Februar	März	April
Fundamente	■	■			
Schürerstanddecke Schalung u. Betonieren	■	■	■		
Bunkergerüst u. Stützenschalung, Abbinden u. Stellen		■	■		
Stützen u. Bunkerboden Betonieren			■	■	
Bunkerschrägen Einschalen u. Betonieren			■	■	
Herstellung und Versetzen der Formsteine			■	■	
Betonieren der Rahmen u. oberen Decke			■	■	
Beginn Kesselhausmontage				■	■
Beginn Kesselmontage					■

Abb. 3. Bauprogramm.

richtung wieder durch einen Sattel in zwei Taschen unterteilt, von denen jede einen Doppelkessel mittels vier Trichterausläufen zu versorgen hat. Die Beschickung des Bunkers erfolgt durch mechanische Transportvorkehrungen von der oberen Verteilungsbühne aus.

Teil der beiden Längswände und den portalartig ausgebildeten Querwänden in Eisenbeton, welche letztere die Hauptlasten auf die Stützen übertragen. Da die obere Bunkerhälfte zur Aufnahme der Hauptlasten nicht herangezogen wurde, so konnte der Oberbau leicht gehalten werden. Dieser besteht aus Eisenbetonrahmen, von denen je zwei in einer Bunkerzelle aufgestellt sind, nebst Eisenbetonmauerwerk aus Betonformsteinen, welches sich zwischen diesen spannt. Die Betonformsteine konnten bereits während der Ausführung der Unterkonstruktion fertiggestellt werden, so daß nachher die Ausmauerung, die Bewehrung und das Vergießen der Wände ohne zeitraubende Schalungsrüstungen schnell vor sich gehen konnte.

2. Die eiserne Dachkonstruktion, die sich einmal an den Außenwänden auf die Eisenfachwerkswände, das andere Mal auf den Bunkerkörper auf hierfür vorgesehene Eisenbetonkonsole stützt, wurde bereits nach Erstellung des Schalungsgerüsts für den Bunkerkörper auf ausgekragte Teile dieses Gerüsts montiert.

Durch diese Vorkehrungen ist es gelungen, wie aus vorstehendem Bauprogramm ersichtlich ist, in ungünstigster Jahreszeit die Kesselmontage bereits 3 1/2 Monate nach Beginn der Fundamente für die Bunkerstützen aufzunehmen (Abb. 3).

Berücksichtigt man, daß die Arbeiten durch strengen Frost und die Feiertage zwischen Weihnachten und Neujahr eine Unterbrechung erfahren mußten, die mehr als 1/2 Monat betrug, so kann in frostfreier Jahreszeit die Erstellung des Kesselhauses mit Eisenbetonbunker in der erläuterten Ausführungsweise in drei Monaten bis zum Beginn der Kesselmontage bewerkstelligt werden. Eine kürzere Ausführungsdauer dürfte auch bei der ausschließlichen Verwendung von Eisenkonstruktionen für Bunker und Kesselhaus nicht zu erzielen sein.

Die zum Erhärten des Betons erforderliche Abbindezeit spielt keine ausschlaggebende Rolle, denn am Bunker selbst sind nicht viel Montagearbeiten vorzunehmen, so daß hierbei die noch 2 bis 3 Wochen stehen bleibenden Absteifungen nicht hinderlich sind. Im übrigen müssen ja auch bei Verwendung von Eisenkonstruktionen die betonierten Wandungen und Schrägbögen der Bunker abbinden und einige Zeit in Schalung gelassen werden. Zur Abkürzung der Ausschaltungsfristen kann jedoch in dringenden Fällen ohne wesentliche Mehrkosten hochwertiger Zement verwendet werden. Eine unerwünschte Verlängerung der Bauzeit durch Frostwetter bei Eisenbetonausführung fällt, wie das angeführte Beispiel zeigt, nicht so schwer ins Gewicht, wie das auf den ersten Blick angenommen werden könnte. Einmal werden etwa 2/3 der Arbeiten (Einschalung und Bewehrung) vom Frostwetter nicht betroffen, so daß diese Arbeiten auch bei Frost gefördert werden können und der Beton dann an frostfreien Tagen in forzierter Weise in mehreren Schichten eingebracht werden kann. Die Montage des Kesselhausdachges kann schon begonnen werden, sobald die Rüstung für den Bunkerkörper aufgestellt ist. Bis zu diesem Zeitpunkt sind die Unterstützungsstrukturen, also Stützen und Fundamente, zu betonieren. Da die Fundamente bei Eisenausführung, ebenso wie bei der Eisenbetonbauweise in Beton hergestellt werden, so bleibt also bei der Terminfrage lediglich der Vergleich der Gegenüberstellung der eisernen und der Eisenbetonhauptstützen. (Abb. 4).

Die Betonierung der Hauptstützen ist nun ein so kleiner Bruchteil der Gesamtarbeit, daß das Risiko der Verzögerung durch Frost unbedenklich in Kauf genommen werden kann in Anbetracht der nachgewiesenen Vorteile, die sich für die Ausführung des Bunkers in Eisenbeton ergeben.

Die nachträgliche Befestigung von Rohrleitungen, elektrischen Installationsapparaten usw. ist auch bei Eisenbetonkonstruktionen bekanntermaßen ohne weiteres möglich; an den hierfür in Betracht kommenden Stellen werden vorsorglich Ankerschienen in die Stützen und Balken eingebaut, die die Anbringung von Montageteilen ohne Stemm- oder Bohrarbeiten ermöglichen.

Die beistehenden Abbildungen sind während der Bauzeit des Bunkers und der Eisenmontage des Kesselhauses aufgenommen worden und lassen bereits in diesem unfertigen Zustande die gute architektonische Wirkung des Bunkerbaues erkennen.

Die Ausführung des Eisenbetonbunkers einschließlich der Fundamente und der ebenfalls in Eisenbeton ausgeführten Kesselfundamente erfolgte durch die Bauunternehmung Carl Brandt, Berlin W 9. Die Eisenkonstruktionen des Eisenschiffwerks des Kesselhauses erstellte die Firma Steffens & Nölle A.-G., Berlin-Tempelhof.



Abb. 4. Großkraftwerk Golpa-Zschornowitz. Erweiterungsanlagen 1926. Eisenbeton-Kohlenbunker, von der Schürraumdecke aus gesehen.

ERNST DYCKERHOFF †.

Die deutsche Ingenieurwelt hat einen schweren Verlust durch den am 30. September 1926 erfolgten Heimgang von Ernst Dyckerhoff, dem Vorsitzenden des Vorstandes der Dyckerhoff und Widmann-Aktien-Gesellschaft, Biebrich am Rhein, und Ehrensenator der Technischen Hochschule Darmstadt, erlitten.

In 20jähriger Tätigkeit hat Ernst Dyckerhoff das von seinem Vater aufgebaute Lebenswerk an der Spitze der

Aktiengesellschaft fortgeführt und am weiteren Ausbau des weit über die Grenzen der Heimat bekannten und hochgeachteten Unternehmens unermüdlich und erfolgreich gearbeitet. In ihm verliert die deutsche Ingenieurwelt einen wertvollen, hochgemuten Mitarbeiter, seine Gesellschaft einen mit hohen menschlichen Vorzügen ausgestatteten Freund und Führer. Ehre seinem Gedenken!

ZUR BERECHNUNG DER MITTLEREN QUERSCHNITTSGESCHWINDIGKEIT IN NATÜRLICHEN FLUSSBETTEN.

Von Ing. Dr. Alexander Pareński, Lemberg.

Übersicht. Die mit Hilfe der Hydromechanik abgeleiteten Formeln für mittlere Querschnittsgeschwindigkeit in natürlichen Gerinnen werden unter Berücksichtigung des auf diesem Gebiete bisher Geschaffenen sowie der immer fortschreitenden empirischen Erfahrungen mit Anwendung der Mathematik zu handlichen Endwerten verarbeitet.

Bezeichnet man die Summe der auf ein Flüssigkeitselement von der Masse

$$d m = \mu F d s$$

angreifenden Kräfte (Schwerkraft, Reibungskraft und Pressungskraft) mit „S“ und berücksichtigt die in Abb. 1 angegebenen Bezeichnungen, so wird:

$$S d m + p F - \left(p + \frac{\partial p}{\partial s} d s \right) \left(F + \frac{\partial F}{\partial s} d s \right) + p \frac{\partial F}{\partial s} d s - d m \frac{\partial v}{\partial t} = 0,$$

wobei die Geschwindigkeit mit „v“, die Pressung mit „p“ und die Zeit mit „t“ bezeichnet wurde.

Vereinfacht man diese Gleichung durch Vernachlässigung der unendlich kleine Werte höheren Grades enthaltenden Glieder, so ergibt sich:

$$(1) \quad S - \frac{1}{\mu} \frac{\partial p}{\partial s} = \frac{d v}{d t}.$$

In der Gleichung (1) der laminaren (Schichten oder Stromfaden) Bewegung einer Flüssigkeit sind noch die Verluste „V“,

welche der Masseneinheit angebunden werden, zu berücksichtigen, folglich

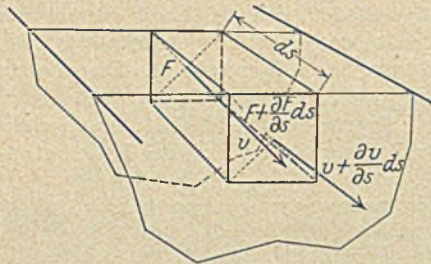


Abb. 1.

$$(2) \quad S = \frac{1}{\mu} \times \frac{\partial p}{\partial s} - V = \frac{dv}{dt}$$

Die Summe der wirkenden Kräfte kann man auch durch die Gleichung

$$S = g \frac{dh}{ds},$$

in welcher h = Höhe, und die Verluste durch die Gleichung

$$V = \rho \frac{v^2}{2R}$$

darstellen, in welcher ρ = Rauheitsbeiwert und R = Profilradius = F:U (U = benetzter Umfang).

Setzt man in der Beziehung (1) die Werte für S und V ein und berücksichtigt den Wert

$$\mu = \frac{g}{\gamma}$$

so wird:

$$g \frac{dh}{ds} - \frac{g}{\gamma} \frac{\partial p}{\partial s} = g \frac{d}{ds} \left(h - \frac{p}{\gamma} \right) = gJ,$$

somit wird die Beziehung (2) die Gestalt

$$(3) \quad gJ - \rho \frac{v^2}{2R} = \frac{dv}{dt}$$

annehmen.

Im Falle der untersuchten und festgestellten Bewegung ist

$$\frac{dv}{dt} = 0,$$

folglich

$$J = \rho \frac{v^2}{2gR}, \text{ und } v = \sqrt{\frac{2}{\rho} gJR},$$

woraus man zu der bekannten Formel für mittlere Geschwindigkeit einer gleichförmigen Bewegung der Flüssigkeit in beliebigen Querschnitten:

$$(4) \quad v = \kappa \sqrt{RJ}$$

gelangt, welche auch von Tadini, de Chezy, Eytelwein bzw. in etwas geänderter Form von Forchheimer, Strickler und Bayerhaus¹⁾ bei den Untersuchungen berücksichtigt wurde.

Der Wert des Profilradius

$$R = \frac{F}{U} = \frac{BT}{U} = \frac{B}{U} \cdot T$$

in die Gleichung (4) eingesetzt, gibt

$$v = \kappa \sqrt{\frac{B}{U}} \cdot \sqrt{TJ},$$

und bezeichnet man

$$\kappa \sqrt{\frac{B}{U}} = \lambda$$

so wird

$$(5) \quad v = \lambda \sqrt{TJ} = \lambda \sqrt{T} \cdot \sqrt{J}.$$

Den Übergang vom Profilradius R zur mittleren Tiefe T hat in einer mühsam bearbeiteten, an die empirischen Erfahrungen angelehnten Abhandlung Siedek²⁾ berücksichtigt und

¹⁾ Gegen den angeführten Rechnungsweg erhob zwar Grube in Z. f. G. K. ex 1914 Einwendungen, jedoch da die dadurch entstandene Lücke mit keiner anderen Rechnungsart ausgefüllt wurde, muß derselbe als hinreichend angesehen werden.

²⁾ R. Siedek, „Studie über eine neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen“. Z. Ö. I. und A. V. 1901/03.

seinen Nachfolgern Christen³⁾, Lindboe⁴⁾ und Gröger⁵⁾ einen Wegweiser aufgestellt.

Zieht man bei Benutzung der in der Abb. 2 angenommenen Bezeichnungen den Umstand in Erwägung, daß

$$(T_i - T_{i+1})^2 = \mu^2_{i+1} - b^2,$$

ferner

$$\sum_{i=1}^n T_i = T \text{ und } \sum_{i=1}^n u_i = U, \sum_{i=1}^n b_i = B,$$

so kann man den Wert λ durch die Gleichung

$$\kappa \sqrt{\frac{B}{U}} = f(T)$$

ausdrücken, womit die Gleichung (5) in

$$v = f(T) \sqrt{T} \sqrt{J}$$

übergangen lassen. Bezeichnet man noch

$$f(T) \sqrt{T} = \varphi(T),$$

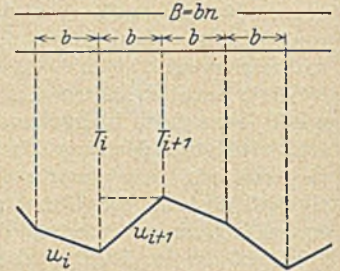


Abb. 2.

so wird die allgemeine Formel für mittlere Geschwindigkeit die Gestalt

$$(6) \quad v = \varphi(T) \sqrt{J}$$

annehmen.

Die Gleichung (6) wurde von Hermanek⁶⁾, dessen Formeln sich (namentlich in Mitteleuropa) ein Recht der Anwendung erworben haben, wie folgt, gelöst:

- für $T < 1,5$ m, $\varphi(T) = 30,7 T$ (gerade Linie),
- „ $T = 1,5$ m – 6,0 m, $\varphi(T) = 34 T^{3/4}$,
- „ $T > 6,0$ m, $\varphi(T) = (50,2 + 0,5 T) \sqrt{T}$.

Dieser Lösung fehlt zwar die Stetigkeit, sie vermeidet jedoch die Anwendung der Flußbreite B und die beliebige, von der Individualität des Rechners abhängige Auswahl des Rauigkeitsbeiwertes. —

Unabhängig und fast gleichzeitig mit Hermanek bemühte sich Matakiewicz, von der allgemeinen Gleichung

$$v = \kappa f_1(T) f_2(J)$$

ausgehend, die Potenzen der Kurven $f_1(T)$ und $f_2(J)$ zu bestimmen⁷⁾.

In einem späteren Aufsatz⁸⁾ gelangt dieser Autor zu einer etwas merkwürdigen, jedoch stetigen Formel:

$$v = \frac{116 J^{0,493 + 10J}}{2,2 + T^{2/3} + \frac{0,15}{T^2}} \cdot T,$$

welche im Jahre 1925⁹⁾ eine einfachere Gestalt

$$v = 35,4 J^{0,493 + 10J} T^{0,7}$$

erhalten hat.

³⁾ T. Christen, „Das Gesetz der Translation des Wassers in regelmäßigen Kanälen, Flüssen und Röhren“, Leipzig 1903.

⁴⁾ Lindboe, „Eine neue Formel zur Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit in natürlichen Wasserläufen“, Z. f. G. K. Bd. X (1911).

⁵⁾ Gröger, „Eine neue Geschwindigkeitsformel für natürliche Flußgerinne“, Z. d. Ö. I. und A. V. 1913.

⁶⁾ Hermanek, „Die mittlere Profilvergeschwindigkeit in natürlichen und künstlichen Gerinnen“, Z. d. Ö. I. und A. V. 1905.

⁷⁾ Matakiewicz, „Versuch der Aufstellung einer Geschwindigkeitsformel für natürliche Flußbette“, Wochenschrift für d. öff. Bauwesen 1906.

⁸⁾ Matakiewicz, „Empirische Untersuchungen über den Zusammenhang der Bewegungselemente bei natürlichen Flußbetten“, Z. f. G. K. Bd. X (1910).

⁹⁾ Matakiewicz, „Ogólna formuła na średnią chyzość przepływu w lożyskach rzecznych i kanałowych“ (Allgemeine Formel für die mittlere Geschwindigkeit des Durchflusses in den Flüssen und künstlichen Gerinnen“, herausgegeben von der Akademie d. Techn. Wissenschaften Heft 2, Lemberg.

Ob bzw. in welchen Grenzen die angeführten Beziehungen als allgemeine betrachtet und praktisch angewendet werden können, erhellt die in der Abb. 3 dargestellte Kurve der Gefällefunktion dieser Beziehungen. —

In dem vorliegenden Aufsatz wird das Ziel verfolgt, die Funktion der mittleren Tiefen $\varphi(T)$ aus der Formel (6) auf Grund der bisherigen (einschließlich der neuesten) Erfahrungen zu bestimmen, wobei angenommen wird, daß der Wert der Funktion der Gefällelinie durch den eingangs angegebenen Rechnungsweg festgestellt wurde.

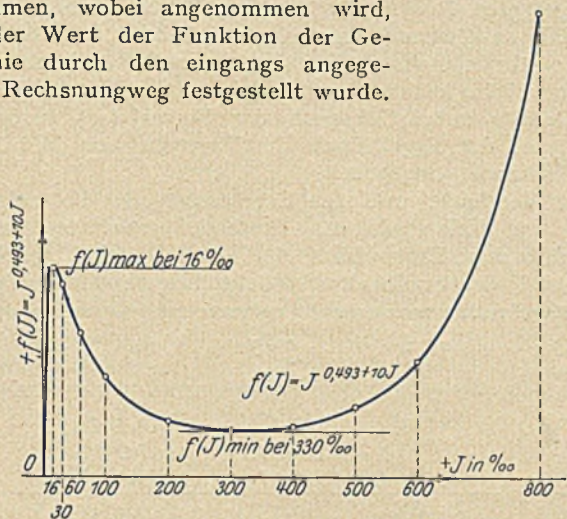


Abb. 3.

Das Ziel wird erreicht, wenn:

1. $\varphi(T)$ stetig bleibt,
2. $\varphi(T)$ mit den Mittelwerten der Ergebnisse in geradlinigen Flußabschnitten durchgeführter hydrometrischer Messungen der aus der Gleichung (6) berechneten Funktion

(7)
$$\varphi(T) = \frac{v}{\sqrt{J}}$$

übereinstimmt, schließlich

3. $\varphi(T)$ auf elementarem Wege rechnerisch gelöst werden kann. Zu diesem Zwecke wird ein rechtwinkliges Achsen-system gewählt, dessen Ursprung mit dem Nullpunkte der gesuchten Kurve zusammenfällt, wobei die Werte für die mittleren Tiefen auf der Abszissenaxe und die Werte für die Funktionen der mittleren Tiefen auf der Ordinatenachse aufgetragen werden.

Berücksichtigt man die allgemeine Gleichung einer algebraischen Kurve n-ten Grades

$$y = x^n c_1 + x^{n-1} c_2 + \dots + x c_n + c_{n+1}$$

und wählt beliebige n Punkte (je mehr Punkte man wählt, desto genauere Ergebnisse wird man erhalten) der gesuchten Kurve, so ergeben sich n + 1 bzw. für den Fall, daß der Ursprung der Kurve mit dem Nullpunkte des Achsensystems zusammenfällt, n Gleichungen, die im untersuchten Falle nachstehende Form annehmen:

$$(8) \begin{cases} T_1 = T_1^n C_1 + T_1^{n-1} C_2 + \dots + T_1 C_n + C_{n+1} \\ T_2 = T_2^n C_1 + T_2^{n-1} C_2 + \dots + T_2 C_n + C_{n+1} \\ T_3 = T_3^n C_1 + T_3^{n-1} C_2 + \dots + T_3 C_n + C_{n+1} \\ \dots \\ T_{n+1} = T_{n+1}^n C_1 + T_{n+1}^{n-1} C_2 + \dots + T_{n+1} C_n + C_{n+1} \end{cases}$$

Die einfachste Lösung (rechnerische Bestimmung der Festwerte C_1, C_2, \dots, C_{n+1}) erfolgt durch Anwendung der Determinanten und des Gaußschen Fehlergesetzes. Das letztere infolge des Umstandes, daß die einzelnen Gleichungen der Gruppe

(8), auf beliebigen Beobachtungen bzw. Meßergebnissen aufgebaut, nicht untereinander übereinstimmen werden.

Für den Festwert C_1 erhält man:

$$D_{1z} = \begin{vmatrix} T_1^{n-1} & T_1^{n-2} & T_1^{n-3} & \dots & T_1 & 1 & -T_1 \\ T_2^{n-1} & T_2^{n-2} & T_2^{n-3} & \dots & T_2 & 1 & -T_2 \\ T_3^{n-1} & T_3^{n-2} & T_3^{n-3} & \dots & T_3 & 1 & -T_3 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ T_{n+1}^{n-1} & T_{n+1}^{n-2} & T_{n+1}^{n-3} & \dots & T_{n+1} & 1 & -T_{n+1} \end{vmatrix}$$

und

$$D_N = \begin{vmatrix} T_1^n & T_1^{n-1} & T_1^{n-2} & \dots & T_1 & 1 \\ T_2^n & T_2^{n-1} & T_2^{n-2} & \dots & T_2 & 1 \\ T_3^n & T_3^{n-1} & T_3^{n-2} & \dots & T_3 & 1 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ T_{n+1}^n & T_{n+1}^{n-1} & T_{n+1}^{n-2} & \dots & T_{n+1} & 1 \end{vmatrix}$$

Ähnlich werden auch die Determinanten

$$D_{2z}, D_{3z}, \dots, D_{(n+1)z}$$

berechnet und daraus die gesuchten Festwerte

$$C_1 = \frac{D_{1z}}{D_N}, C_2 = \frac{D_{2z}}{D_N}, \dots, C_{n+1} = \frac{D_{(n+1)z}}{D_N}$$

bestimmt.

Im untersuchten Falle wurden 5 Punkte der Kurve der Funktion der mittleren Tiefen angenommen, und zwar:

$$\begin{aligned} \text{für } T &= 0, \quad 0,25 \text{ m} \quad 0,5 \text{ m}, \quad 1,5 \text{ m}, \quad 20,0 \text{ m}, \\ \varphi(T) &= 0, \quad 10,5-1, \quad 20,5-2, \quad 42,5-6, \quad 286-80. \end{aligned}$$

Diese mittelst der Beziehung (7) aus den Ergebnissen hydro-metrischer Messungen¹⁰⁾ berechneten Werte in die Gleichungen (8) eingesetzt, ergeben:

$$C_5 = 0, C_4 = 0,0144, C_3 = 0,0006.$$

Vernachlässigt man — gemäß der dritten Bedingung — die höhere Potenzen enthaltenden Glieder, welche sehr kleinen Festwerten angeknüpft sind, erhält man:

$$T = \varphi(T)^2 \cdot 0,0006 + \varphi(T) \cdot 0,0144 + 0,$$

folglich

$$\varphi(T) = -12 + \sqrt{144 + 1667 T}.$$

Nach durchgeführter Korrektur und Fehlerentfernung, welche infolge der in Rede stehenden Vernachlässigung und diesbezüglicher Annahme der Werte $\varphi(T)$, vorgenommen werden muß, wird schließlich

$$\varphi(T) = 4 T - 12 + \sqrt{144 + 1667 T}$$

und nach Einsetzung dieses Wertes in die Gleichung (6):

$$(10) \quad v = (4 T - 12 + \sqrt{144 + 1667 T}) \sqrt{J} \text{ m/sek.}$$

Auf ähnlichem Wege kann man auch zu einer transzendenten Form der Funktion der mittleren Tiefen gelangen, und zwar von der allgemeinen Gleichung

$$y = x^m C$$

ausgehend, in welcher

$$m = a + b + c + d + \dots + n$$

nach Einsetzung dieses Wertes wird

$$y = C x^{a+b+c+d+\dots+n}$$

¹⁰⁾ Zu diesem Zwecke dienten folgende Meßergebnissammlungen:

1. Die schon veröffentlichten Sammlungen von Kutter, Strickler, Siedek (diese Sammlung enthält auch die Messungen bei großen mittleren Tiefen, und zwar auf dem Wolgastrome, und die durch Humphrey und Abbot erzielten Ergebnisse der Messungen auf dem Mississippistrome) und Matakiewicz; 2. die in den Jahrbüchern und anderen Publikationen der hydrographischen Institute und Bureaus zu München, Wien, Zürich und Stockholm enthaltenen Ergebnisse, schließlich 3. die durch das hydrographische Bureau zu Lemberg in den Jahren 1921—1926 bei sehr kleinen Gefällen im Pripjatgebiet durchgeführten Messungen (ca. 50 an der Zahl).

Im untersuchten Falle:

$$\varphi(T) = C T^{a+b+c+d+\dots+n}$$

und nach Entwicklung:

$$\log \varphi(T_1) = \log C + \log T_1 (a + b + c + \dots + n)$$

$$\log \varphi(T_2) = \log C + \log T_2 (a + b + c + \dots + n)$$

$$\dots \dots \dots$$

$$\log \varphi(T_{n+1}) = \log C + \log T_n (a + b + c + \dots + n)$$

erhält man $n + 1$ Gleichungen mit $n + 1$ Unbekannten, woraus dieselben am leichtesten durch Anwendung der Determinanten berechnet werden können.

Dieser Rechnungsweg wurde jedoch nicht eingeschlagen, da die rechnerische Lösung einer transzendenten Funktion infolge unbedingter Notwendigkeit der Anwendung von Logarithmen umständlicher erscheint.

Diese beiden besprochenen Rechnungswege bieten den

Vorteil, daß man die Kurve der mittleren Tiefen, folglich auch die Kurve der mittleren Querschnittsgeschwindigkeiten beliebig biegen kann, und zwar für jeden Fall, für den es sich ergeben sollte, daß eine bzw. mehrere Ordinaten derselben mit verlässlichen empirischen Erfahrungen nicht im Einklange stehen. —

Behufs Beweisführung der Richtigkeit der Ergebnisse des angeregten Rechnungsweges zur Bestimmung der Werte der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit in natürlichen Gerinnen wird nachstehend eine vergleichende Zusammenstellung der für etliche kennzeichnende Werte der mittleren Tiefen sowie Gefälle unter Gebrauch der Formel (10) berechneten Werte, mit den Ergebnissen der Formeln von Matakiewicz und Hermanek, angegeben.

Der Vergleich, mit den Ergebnissen der Formelgruppe, welche eine freie Wahl des Rauigkeitsbeiwertes zulassen, sowie mit den Ergebnissen der Formelgruppe, welche die Größe „B“ der Flußbreite berücksichtigen, muß wegfallen.

J	0,00001	0,0001	0,001	0,01	0,015	0,02	0,05	(0,1)*	
0,2	0,039 0,019 0,033	0,121 0,061 0,106	0,355 0,194 0,335	0,746 0,614 1,060	(0,771) 0,752 1,298	(0,763) 0,868 1,484	(0,585) 1,373 2,374	(0,367) (1,941) (3,349)	M**) H P
0,3	0,052 0,029 0,045	0,161 0,092 0,143	0,472 0,291 0,452	0,993 0,921 1,430	(0,995) 1,128 1,752	(0,985) 1,302 2,052	(0,757) 2,059 3,197	(0,474) (2,912) (4,522)	M H P
0,5	0,075 0,048 0,067	0,230 0,154 0,213	0,675 0,485 0,672	1,420 1,535 2,126	(1,531) 1,880 2,604	(1,515) 2,170 2,998	(1,164) 3,432 4,754	(0,732) (4,854) (6,718)	M H P
1,0	0,121 0,097 0,109	0,374 0,307 0,345	1,095 0,907 1,091	2,305 3,070 3,450	(2,378) 3,761 4,226	(2,353) 4,341 4,878	(1,807) 6,965 7,714	(1,138) — —	M H P
1,5	0,161 0,146 0,134	0,496 0,461 0,425	1,454 1,456 1,344	3,060 4,605 4,250	(3,092) 7,411 5,206	(3,060) — 6,010	(2,352) — —	(1,477) — —	M H P
3,0	0,261 0,245 0,217	0,806 0,775 0,686	2,363 2,451 2,169	4,973 7,748 6,861	(5,133) — —	(5,077) — —	(3,703) — —	(2,452) — —	M H P
6,0	0,424 0,412 0,356	1,310 1,303 1,126	3,838 4,120 3,560	8,085 — —	(8,332) — —	(8,246) — —	(6,336) — —	(3,985) — —	M H P
10,0	0,607 0,752 0,499	1,873 1,746 1,577	5,488 7,519 4,986	— — —	— — —	— — —	— — —	(5,705) — —	M H P
20,0	0,986 0,851 0,794	3,113 2,692 2,510	8,934 8,513 7,936	— — —	— — —	— — —	— — —	— — —	M H P
(50,0)	(1,872) (1,679) (1,192)	(5,912) (5,312) (3,769)	— — —	— — —	— — —	— — —	— — —	— — —	M H P

*) Die eingeklammerten Zahlen besitzen nur theoretische Bedeutung.

***) M bezeichnet die Ergebnisse berechnet nach Matakiewicz.

H bezeichnet die Ergebnisse berechnet nach Hermanek.

P bezeichnet die Ergebnisse berechnet nach den vom Autor angegebenen Rechnungswege.

GEFAHREN BEI DER ANORDNUNG VON WÄLZGELENKEN.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Kunze, Regierungsbaurat, Dresden.

In seinem Werke über Brückenbau schreibt Melan, Bd. II, daß die Abwälzung der Steingelenke nach Köpcke nur einen kleinen Bruchteil der Scheitelsenkung s ausmache und daß die Berührungsstelle der Gelenksteine nur so wenig wandere, daß dies außer acht bleiben und mit einem fixen Gelenkpunkte gerechnet werden könne (a. a. O. S. 207). Auch an anderen Stellen der Fachliteratur habe ich nie Bedenken

gegen die Gefahr des Abrollens erhoben gesehen. Nachdem mich ein Fall beschäftigt hat, bei welchem die Berührungspunkte der Walzflächen im Scheitel bis nahe an den oberen Rand gewandert waren (es handelte sich um eine nicht unbedeutende Brücke, deren Widerlager etwas nachgegeben hatten) und nachdem ich von einem Vorstände eines bedeutenden westdeutschen Bauamtes auf Grund ähnlicher Er-

fahrungen eine völlige Ablehnung der Wälzgelenke vernommen habe, bin ich dem Satze von Melan auf den Grund gegangen und zu dem Ergebnis gekommen, daß er unzutreffend ist. Die maßgebenden Formeln sind

$$(I) \quad \sigma = 0,423 \sqrt{P E \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)} \text{ (Hertz),}$$

$$(II) \quad w = \frac{r_1 \cdot r_2}{r_2 - r_1} \cdot \frac{2s}{2} \frac{\left(\frac{1}{2} \right)^2}{\left(\frac{1}{2} \right)^2 + f^2} \quad \text{oder}$$

$$(II') \quad \frac{1}{\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2}} \cdot 2s \frac{\frac{1}{2}}{\left(\frac{1}{2} \right)^2 + f^2},$$

w = Abrollungslänge im Scheitel, s = Scheitelsenkung.

Nimmt man beispielsweise an: P = H = 120 t/m = 1200 kg/cm, l = 30,0 m, f = 5,00 m, E = 210000 kg/qcm und eine Scheitelsenkung (aus Abkühlung, Schwinden und elastischer Zusammendrückung, sowie etwaigem Widerlagernachgeben), s = 5 cm, so wird, bei $\sigma_{zul} = 100 \text{ kg/qcm}$ nach der ersten Formel

$$100 = 0,423 \sqrt{1200 \cdot 210000 \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)},$$

$$\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} = \frac{100^2}{0,423^2} \cdot \frac{1}{1200 \cdot 210000} = 0,00022 \text{ cm}^{-1}.$$

Diese Gleichung wird erfüllt durch $r_1 = 250 \text{ cm}$. $\frac{1}{250} - \frac{1}{r_2} = 0,00022$. Hieraus $r_2 = 264 \text{ cm}$.

Nimmt man diese beiden Radien als passend an und rechnet man — was gewöhnlich nicht geschieht — die Abrollung nach, so findet man nach der zweiten Formel:

$$w = \frac{1}{0,022} \cdot 0,10 \cdot \frac{15}{15^2 + 5^2} = 0,272 \text{ m}$$

Wenn man für r_1 und r_2 andere Werte annimmt, die der Bedingung $\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} = 0,00022$ genügen, z. B. die Werte 4,00 m und 4,40 m, so kann nach dem Aufbau der Formel II' für die Abrollung w sich kein anderer Wert als 0,272 m ergeben.

Dieser Wert ist aber nicht ein kleiner Bruchteil von s, sondern das 5,4fache.

Die für unseren — durchaus nicht außergewöhnlichen Fall berechnete Abrollung von 27,2 cm macht von der Fugenstärke, die höchstens 100 cm betragen dürfte, den vierten Teil aus. Die Stützlinie tritt also oben weit aus dem Kern der Quaderfugen heraus, sofern vor der Scheitelsenkung zentrischer Verlauf vorlag.

Eine Übertreibung könnte in der Annahme von E = 210000 kg/qcm erblickt werden. Der Aufbau der Formel I zeigt, daß Elastizitätszahl und Krümmungsdifferenz umgekehrt zueinander proportional sind. Da, wie aus Formel II ersichtlich, die Abrollung w ebenfalls umgekehrt proportional der Krümmungsdifferenz $\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)$ ist, ist festzustellen, daß

die Abrollung der Größe der Elastizitätszahl einfach proportional ist:

$$w_1 : w_2 = E_1 : E_2.$$

Wenn wir also statt 210000 kg/qcm nur 105000 kg/qcm angenommen hätten, würde sich die Abrollung nur auf $0,272 \frac{1}{2} = 0,136 \text{ m}$ ermäßigt haben. Auch das ist immer noch das 2,7fache der Senkung s und würde der Kernweite eines 0,81 m starken Gewölbes entsprechen.

Wir ziehen aus den Ermittlungen folgende Schlüsse:

1. Es genügt nicht, die erforderliche Krümmungsdifferenz (z. B. nach Hertz) zu ermitteln, es muß auch die bei der mutmaßlichen Scheitelsenkung zu erwartende Abrollung festgestellt werden, damit keine zu große Annäherung der Stützlinie an die äußere Leibung stattfindet.
2. Die Wälzquader sind so zu versetzen, daß sie sich vor dem Ausrüsten im unteren Drittelpunkte berühren, damit die Stützlinie nach dem Ausrüsten in die Nähe der Mitte zu liegen kommt. Für die Kämpfer das Umgekehrte.
3. Bei sehr großer Bogenkraft, wo eine geringe Krümmungsdifferenz der Wälzflächen nötig sein würde, ist von Wälzgelenken abzusehen, da hier ein zu starkes Abrollen zu befürchten ist. Das gleiche gilt in den Fällen, wo wegen einer gewissen Unsicherheit der Widerlager ein stärkeres Setzen des Scheitels zu erwarten ist.

Der Hinweis auf diesen Sachverhalt schien mir geboten, weil durch seine Nichtbeachtung, wie die Erfahrung lehrt, ganz bedeutende Gefahren entstehen. Wie Melan in seinem über meine Anerkennung erhabenen Buche zu der unzutreffenden Behauptung gekommen ist, vermag ich nicht anzugeben.

Bemerkungen hierzu von Herrn Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Melan-Prag:

Die Ausführungen des Herrn Prof. Dr.-Ing. Kunze haben ihre volle Richtigkeit und ich gebe gerne zu, daß der aus meinem Lehrbuche zitierte Satz, daß die Abwälzung der Wälzlager nur einen Bruchteil der Scheitelsenkung betrage, einer Einschränkung bedarf, nämlich nur dann Gültigkeit hat, wenn nach der Hertz'schen Formel eine entsprechend hohe Beanspruchung im Berührungspunkte angenommen werden kann und wenn auch die Gelenkkraft nicht allzu groß ist. Es ist aber zu beachten, daß die Abrolllänge w mit dem Quadrate der Beanspruchung σ abnimmt, so daß bei Annahme von $\sigma = 300 \text{ kg/cm}^2$, wie es wohl für Gelenke aus hartem Stein und vielleicht auch für druckfeste, bewehrte Betonquader zulässig sein dürfte, die Abwälzung nur den neunten Teil von jener für $\sigma = 100 \text{ kg}$ erreicht und sie sonach in dem obigen Rechnungsbeispiele nur 3 cm, d. i. 0,6 der Scheitelsenkung, betragen würde.

Jedenfalls verdient die von Herrn Prof. Dr. Kunze gegebene Erörterung dieser Frage und die daraus gezogenen Schlußfolgerungen bei der Projektierung von Dreigelenkbogen die vollste Beachtung.

J. Melan.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Belastungsprobe einer 13 Jahre alten Pilzdecke eines Warenhauses.

(Bericht nach „Engineering News Record“ vom 11. II. 1926, Nr. 6.)

Von Dr.-Ing. A. Mehmel, Hannover.

Kürzlich wurden die Deckenkonstruktionen eines Warenhauses in Minneapolis, Minn., auf Veranlassung der städtischen Baupolizei einer Belastungsprobe unterworfen. Die als Pilzdecken ausgebildeten Decken waren für eine Nutzlast von 1225 kg/qm berechnet; nach Ansicht der Baupolizei betrug jedoch ihre Tragfähigkeit nicht mehr als 500 bis 600 kg/qm.

Das Gebäude war etwa 13 Jahre alt und seinerzeit im Herbst und in den ersten Wintermonaten erbaut worden. Es waren 3 Stock-

werke und eine hölzerne Dachkonstruktion vorhanden. Der Entwurf sah die Möglichkeit eines Aufbaues weiterer Stockwerke vor.

Die Pilzdecke ist nach dem Vierwege-System bewehrt und hat in beiden Diagonalrichtungen 12 Eisen mit einem Durchm. von 9,6 mm. Die Deckenstärke betrug 17,8 cm mit einem Zementmörtelputz von 2,5 cm Stärke. Die Decke war an den Pilzköpfen durch Auflagerplatten von 15,2 cm Dicke verstärkt. Die Säulen hatten einen Abstand von Mitte zu Mitte von 4,96 m. Die Stärke der Stützen betrug:

	Innenstützen cm	Wandstützen cm
2. Stock	40,6	40,6
1. Stock	50,8	45,7
Erdgeschoß	55,9	45,7

Die Last wurde in Laststufen von rd. 600 kg/qm aufgebracht. Die Messungen bestanden in Durchbiegungsmessungen (Einzelheiten sind nicht angegeben); die Ablesungen wurden zu Beginn und am Ende einer jeden Laststufe vorgenommen. Die Höchstbelastung betrug 2450 kg/qm. Die Durchbiegung wuchs linear mit der Belastung und betrug im Maximum bei 2400 kg/qm 9,6 mm. Die Höchstlast blieb 24 Stunden auf der Decke liegen, während der Zeit fand keine elastische Nachwirkung statt, vielmehr blieb die Durchbiegung konstant. Bei der Entlastung zeigte sich keine bleibende Durchbiegung, was mit dem oben angegebenen Fehlen der elastischen Nachwirkung übereinstimmt. Die Formänderungen waren also rein elastisch, woraus geschlossen werden kann, daß die Belastung von 2450 kg/qm durchaus innerhalb der sicheren Tragfähigkeit der Decke lag. Die Decke des 2. Geschosses konnte nur bis zu einer Maximallast von 1710 kg/qm belastet werden, da bei dem vorhandenen Belastungsmaterial (Einzelheiten fehlen) die vorhandenen Stockwerkshöhen zu einer größeren Belastung nicht ausreichten. Die Durchbiegungen waren bis zur Höchstlast wiederum linear zur Belastung und rein elastisch und stimmten mit denen der eben erwähnten anderen Decke überein.

Diese Probelastung ist in mehr als einer Hinsicht interessant:

1. Die Messungen wurden an einem Bauwerk durchgeführt, das bereits 13 Jahre im Gebrauch und in dieser Zeit ständig mit Lasten zwischen 1400 und 2000 kg/qm, also zwischen 20 und 70% mehr als die rechnerische Nutzlast beansprucht worden war.

2. Die Unzulänglichkeit der von dem „Joint Committee“ empfohlenen Berechnungsweise für Pilzdecken ist für diesen Fall erwiesen. Es ist interessant dagegen festzustellen:

1. Nach den Regeln für den Entwurf von Pilzdecken, herausgegeben von dem „Joint Committee“, wäre die Tragfähigkeit der untersuchten Decke ihrer Stärke nach nur bis zu rund 150 kg/qm gegangen. Die rechnerische Nutzlast von 1225 kg/qm hätte bei den Systemabmessungen der untersuchten Decke nach den Bestimmungen eine Stärke von rund 27 cm erfordert.

2. Der Unterlagsplatte der untersuchten Decke hätte nach den Bestimmungen eine Nutzlast von nur rund 340 kg/qm entsprechen.

3. Der Eisenbewehrung der untersuchten Decke hätte nach den Bestimmungen eine Nutzlast von nur rund 250 kg/qm entsprechen.

4. Zusammenfassend kann man also sagen:

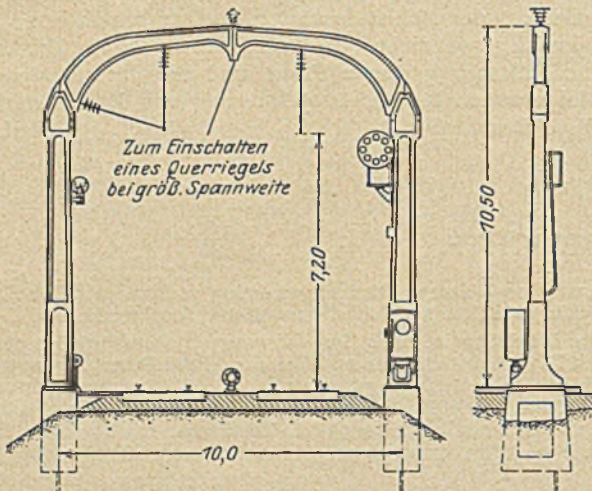
Die untersuchte Decke trug bei der Probelastung eine Nutzlast, die nachgewiesenermaßen bestimmt innerhalb ihrer sicheren Tragfähigkeit lag, eine Last, die 16 1/2 mal so groß war, als die Bestimmungen zugelassen hätten, hinsichtlich der Deckenstärke, die 10 mal so groß war hinsichtlich der Eisenbewehrung, und die 7 mal so groß war hinsichtlich der Unterlagsplatten. Das untersuchte Gebäude konnte nach vielen (in den Vereinigten Staaten von Nordamerika hat jeder der Einzelstaaten und vielfach die einzelnen Städte besondere Baupolizeivorschriften) heute geltenden Bestimmungen nicht einmal sein Eigengewicht tragen, während es doch 13 Jahre lang in angestrengtem Betrieb war und nach dieser Zeit mit vollem Erfolg einer Probelastung unterworfen wurde, die bis zum doppelten Betrag der dem Entwurf zugrundegelegten Nutzlast hinaufging.

Fertig gegossene Eisenbeton-Stützrahmen für oberirdische Kabel der elektrischen Bahn (Detroit).

Nach „Engineering News Record“ vom 25. 2. 1926.

Die Doppelrahmen bestehen aus 2 Seiten- und 1 Mittelstütze und je 2 gekrümmten Querrahmenteil, die in der Mitte des Rahmensegmentes, wo sie zusammenstoßen, so ausgestaltet sind, daß bei Bedarf ein Zwischenstück eingeschaltet werden kann.

Die Spannweite eines Feldes ist 10 m, desgleichen die Höhe



von der Schienenoberkante aus. Der Abstand der Doppelrahmen ist 90 m. Die Bewehrungseisen werden auf besonderen Arbeitsbühnen zu den Eisengerüsten zum Teil durch Zusammenschweißen zusammen-

gesetzt, dann in den Verschalungen auf Flachkarren zur Betonierungsstelle verbracht. Die Ausschalung erfolgt nach 24 Stunden.

Die Einheiten werden vermittels Öfen einer Temperatur von 32°-66° C — 24 Stunden feucht, sodann 24 Stunden trocken — ausgesetzt und lagern dann noch 18 Tage vor ihrem Einbau. Vermittels Lokomotivkränen werden sie an Ort verbracht, wo das Fundament unterdes vorbereitet wurde.

Nach der Ausschalung der Fundamente wurde fünf Tage bis zum Aufsetzen der Stützen über den zu diesem Zweck in die Fundamente vergossenen Ankerbolzen gewartet.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe.

Flußführung für das neue Wasserwerk von St. Louis.

An der Baustelle für das neue Wasserwerk der Stadt St. Louis hatte sich innerhalb von 9 Jahren der Hauptarm des Missouri vom südlichen an das nördliche Ufer verlegt, wie solche Veränderungen

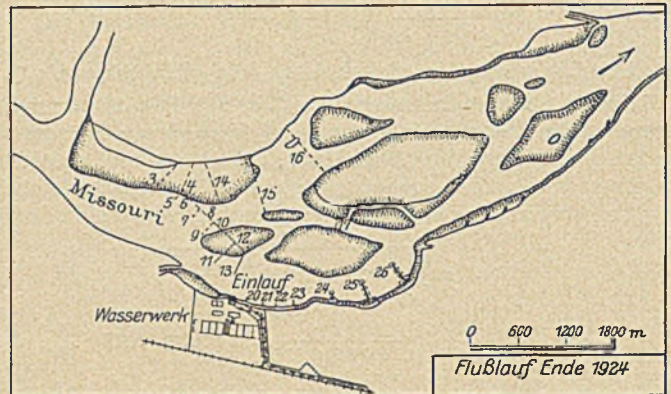


Abb. 1.

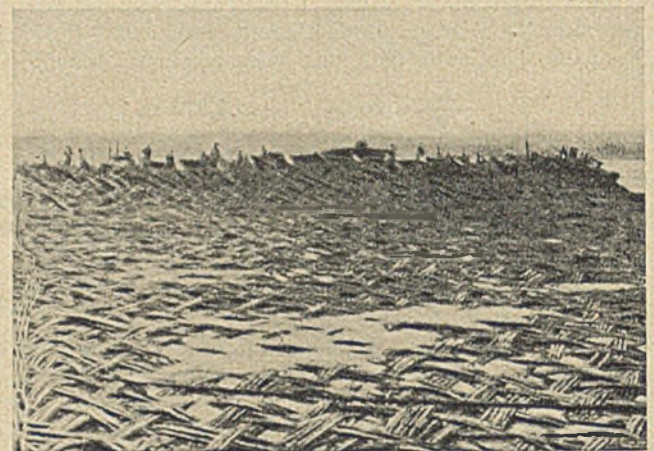


Abb. 2.

bei dem ungeheuren Sand- und Schlickgehalt (bis 1,2 kg/m³ oder reichlich 300 000 m³ im Jahr) des Missouri überall vorkommen, und mußte an das südliche Ufer zurückgebracht und dort gehalten werden, um an der Entnahmestelle des Wasserwerks stets tiefes Wasser zu haben. Es sind deshalb in den Jahren 1923 und 1924 23 Bühnen erbaut worden, die den Hochwasserabfluß nicht einschränken, mit dem Erfolge, daß sich am Nordufer bereits 120 ha angelandet haben und am Südufer der Landabbruch durch drei weitere Bühnen verhindert werden muß (Abb. 1).

Für den Bau einer Bühne wird das Ufer 30 m stromauf und 60 m stromab 1 : 3 abgebösch und auf dem wasserbespülten Teil mit einer 40 m breiten Matte aus Weidengeflecht (Abb. 2) abgedeckt und gleichmäßig mit 1/3 m³ Steinen auf 1 m² beschüttet; auf den Teil über Wasser kommen 8 bis 15 cm Steinschlag und darauf Bruchsteine von 10 bis 70 kg, im ganzen 40 bis 45 cm stark. An das Uferdeckgeflecht schließt mit 6 cm Überdeckung eine Flußsohlenmatte von 40 m Breite mit 1/6 m³ Steinbeschüttung auf 1 m². Die Matten werden aus den in den Flußauen überreichlich wachsenden Weiden, unten 2 bis 5 cm stark, 5 bis 8 m lang, über 40 cm starken, drahtgebundenen Weidenwürsten korbartig geflochten und beiderseits durch Längs- und Querseile aus verzinktem Draht in 6 und 5 m Abstand zusammengehalten, die an den Kreuzungspunkten durch das Geflecht hindurch miteinander verspannt sind. Der Kern jeder Bühne besteht aus 6 Reihen hürdenartig gestellter und miteinander verbundener Pfähle mit 6 m Eindringung, die bei jedem Wasserstande Ablagerungen herbeiführen, bei Fluten aber durch Schwimmgut sich verlegen und bald vollständig ein-

sanden. Natürlich erfordert die Erhaltung der erzielten Stromführung sorgfältige Instandhaltung der Einbauten und rechtzeitige Ergänzung an gefährdenden Stellen.

Die Baukosten bis Ende 1925 waren 645 000 Dollar, für die drei Bühnen im Bau sind sie auf 80 000 Dollar veranschlagt.

(Nach Edw. E. Wall., Baudirektor von St. Louis, in „Engineering News-Record“ vom 8. April 1926, S. 570—572 mit 5 Abb.)

Die Betonstrecke auf der Avus, Berlin.

Im Juli d. J. ist die Avusbahn bei Berlin durch einen Ausschuß der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau besichtigt worden, um die Bahn in straßenbautechnischer Beziehung einer kritischen Würdigung zu unterziehen.

In dem Ausschußbericht wird über die Betonstrecke der Avusbahn folgendes ausgeführt:

„Beim Bau der Straße wurde ein etwa 240 m langer Abschnitt in Beton ausgeführt. Der Beton wurde ohne Mittelfuge mit Querfugen in 5 m Abstand eingebaut. Die Strecke liegt unbedingt einwandfrei und weist nicht die geringste Beschädigung auf. Die Betonstrecke wurde im Hinblick auf die Einheitlichkeit der Bahn ebenfalls mit einer Oberflächentzerung versehen. Praktisch wäre eine derartige Oberflächenbehandlung der Betonstraße nicht nötig, insofern auch nicht wünschenswert, weil die Betonstrecke unter gummibereitem Verkehr einen höheren Rauheitsbeiwert besitzt. Die Betonstrecke weist keine Unebenheiten auf, auch Verwerfungen der Betondecke an den Fugen, wie sie auf Grund des sandigen Unterbaues für die Betonstrecke gefürchtet wurden, sind nicht erfolgt.“ W. P.

Preßluftreinigung und Kompressorleistung für Sandstrahlgebläse und Betonspritzen.

Die ausgedehnte Verbreitung, die in den letzten Jahren sowohl Sandstrahlgebläse als auch Betonspritzen gefunden haben, läßt es wünschenswert erscheinen, einige Angaben über die Entwässerung und Entölung der Preßluft sowie über die Bestimmung der wirtschaft-

scheidungen in Berührung, dann tritt leicht, besonders bei intermittierendem Betrieb, ein Verstopfen und Verbacken dieser Öffnungen ein und die Folge davon ist ein Versagen der Sand- bzw. Zementzuführung. Während bei den Sandstrahlgebläsen diese Verstopfungen leicht durch Klopfen an dem Apparat beseitigt werden können, führen sie bei den Betonspritzapparaten, sofern sie nach der Mischung von Preßluft und Zement im Schlauch erfolgen, zu empfindlichen Betriebsstörungen. Es ist deshalb geboten, eine Reinigung der Druckluft vor ihrem Eintritt in die entsprechenden Apparate vorzunehmen.

Wie allgemein bekannt, erwärmt sich die Luft während ihrer Verdichtung. Da nun heiße Luft eine bedeutend höhere Aufnahmefähigkeit für Wasser- und Öldämpfe hat als kalte Luft, so wird ein Kondensieren, d. h. Niederschlagen der Dämpfe auch immer da stattfinden, wo eine Ankuhlung der Luft erfolgt. Es ist deshalb von besonderer Bedeutung, daß die Luft, wenn sie zu den Apparaten gelangt, schon ungefähr auf Außentemperatur abgekühlt ist. Befinden sich zwischen dem Kompressor und der Verbrauchsstelle längere Rohrleitungen (etwa über 60 m), so wird die Rückkühlung in meist ausreichendem Maße in dieser Leitung erfolgen, sind aber Kompressor und Verbrauchsstelle eng verbunden, so ist es zweckmäßig, einen Luftpuffer einzubauen. Bei Vorhandensein von Leitungswasser kann die Rückkühlung der Druckluft mit diesem erfolgen, sonst verwendet man vorteilhaft ein Rippenrohrsystem, das von der Außenluft bestrichen wird. Sehr gut hat sich ein in den Luftpuffer eingebauter Rückkühler, wie ihn die DEMAG-Duisburg baut, bewährt, für den Kompressorkühlwasser verwendet wird.

Sowohl bei natürlicher als auch bei künstlicher Kühlung der

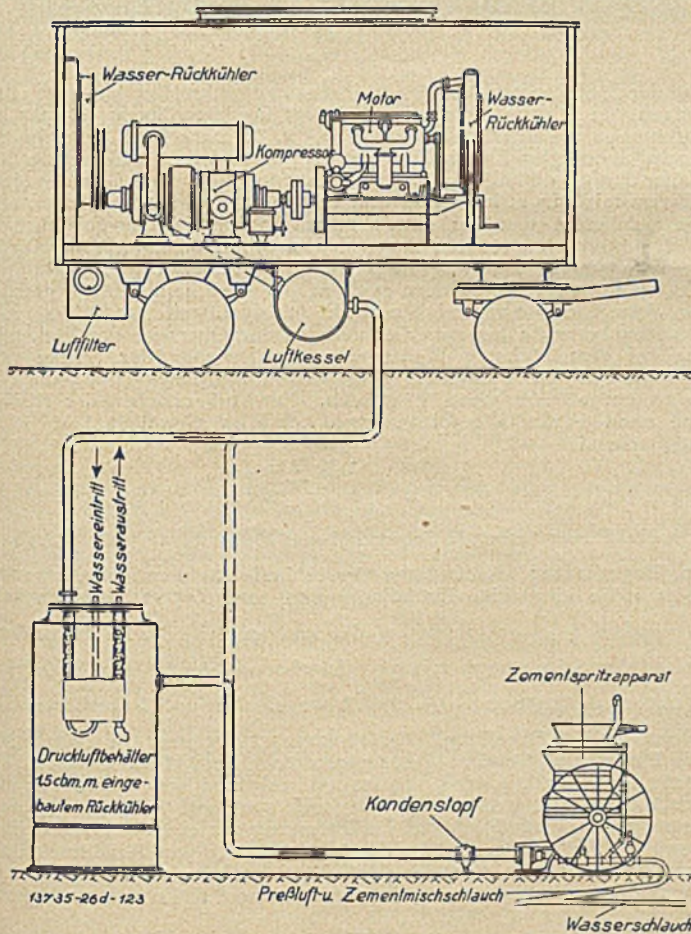


Abb. 1.

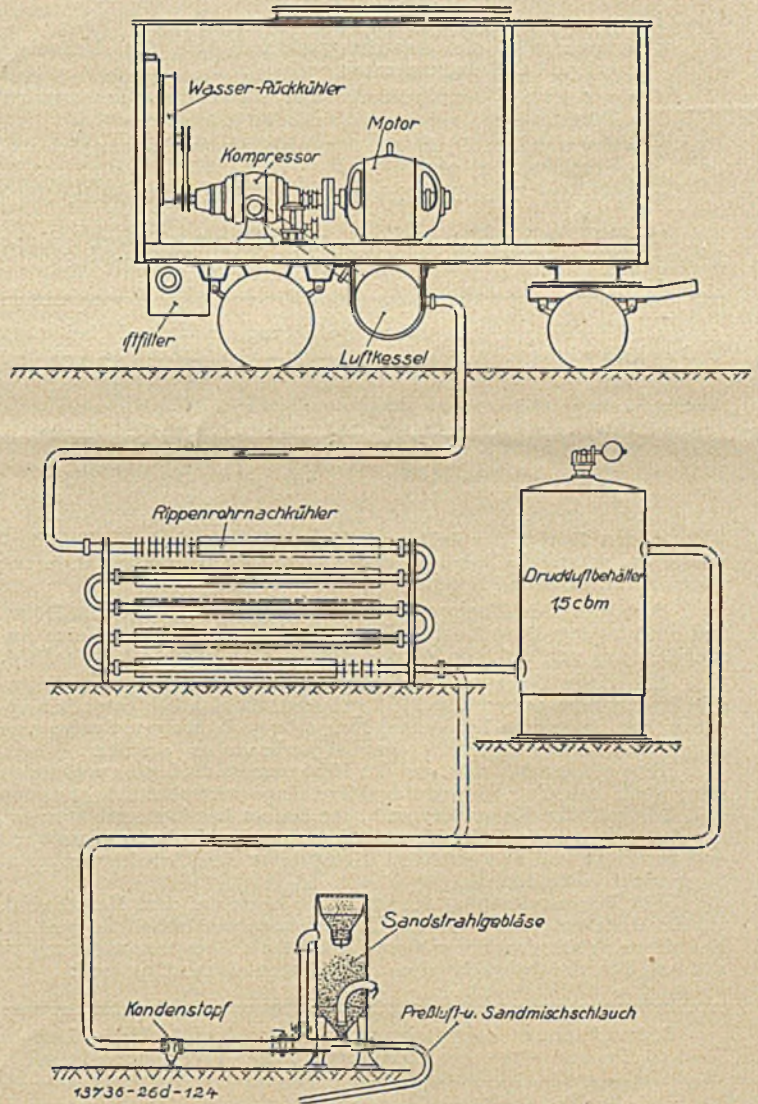


Abb. 2.

lichen Kompressorgrößen zu machen, die es ermöglichen, sich in obigen Fragen zurechtzufinden.

Die meisten Gebläseapparate, die für Entrostungs- und Betonspritzarbeiten verwendet werden, sind empfindlich gegen Wasser und Öl, die sich aus der Preßluft ausscheiden, da der Sand bzw. Zement innerhalb des Gebläses durch enge Öffnungen dem Preßluftstrom zugeführt werden muß. Kommt der zu verspritzende Stoff mit den Ab-

Druckluft ist kurz vor dem Gebläseapparat ein Kondensstopp einzuschalten, in dem sich das niedergeschlagene Wasser und Öl sammelt. Auf öfteres Ablassen des Kondensates ist selbstverständlich zu achten. Die handelsüblichen Bauarten der Öl- und Wasserabscheider sind meist unvollkommen, da sie die Zurückkühlung der Luft nicht berücksichtigen und, wie ausgeführt, nur durch eine genügende Zurückkühlung der Luft und einen Kondensatsammeltopf sich eine für die vorliegenden Ver-

hältnisse ausreichende Entwässerung und Entölung der Preßluft erzielen läßt.

Abb. 1 zeigt die Anordnung einer Betonspritzanlage mit fahrbarem zweistufigen Demag-Rotationskompressor, der durch eine Verbrennungskraftmaschine angetrieben wird, und mit Nachkühler für Wasser- und Ölabscheidung. Der Druckluftkühler ist in einem vorhandenen Luftkessel eingebaut, er kann jedoch auch in dem am Fahrgestell befindlichen Luftkessel vorgesehen werden. Für diesen Fall gilt die punktiert eingetragene Luftleitung zwischen Luftkessel und Betonspritzapparat. Die Abb. 2 stellt eine Sandstrahlgebläseanlage dar. Der einstufige Rotationskompressor erhält seinen Antrieb durch einen Elektromotor. Die Zurückkühlung der Druckluft erfolgt durch einen Rippenrohrkühler, der von der Außenluft umstrichen wird. Der Einbau eines Druckluftbehälters nach dem Rippenrohrkühler ist als zweckmäßig zu empfehlen, jedoch nicht unbedingt nötig.

Der Luftverbrauch bei Sandstrahlapparaten richtet sich nach der Zahl und der Größe der zur Verwendung kommenden Düsen. Bei der Bestimmung der Kompressorgröße darf jedoch nicht unberücksichtigt bleiben, daß die Düsen sehr stark dem Verschleiß unterworfen sind, d. h. ihren ursprünglichen Querschnitt nach kurzer Betriebszeit vergrößern, und daß sehr oft Undichtheiten in den Rohrverbindungen und den Apparaten bestehen. Um diese Fälle zu berücksichtigen, ist die Leistung des Kompressors um mindestens 20% größer zu wählen, als er sich nach den zur Verwendung gelangenden Düsen berechnet.

Da die Luftgeschwindigkeit beim Ausströmen aus sich nicht erweiternden Düsen oberhalb des kritischen Druckes gleichbleibt, genügt für die Bestimmung des stündlichen Ansaugvolumens die Gleichung:

$$V = w \cdot f \cdot p \cdot \varphi \cdot 3600 \text{ m}^3,$$

dabei ist:

- w = 320 m/sek, die Austrittsgeschwindigkeit der Druckluft bei 30° C Lufttemperatur,
- f = der freie Querschnitt der zur Verwendung kommenden Düsen,
- p = der absolute Druck in Atmosphären (wirksamer Arbeitsdruck + 1 at) und
- φ = 0,6 der Düsenkoeffizient (nach einigen Versuchen).

Danach ergeben sich für 6, 8, 10 und 12 mm Düsen bei den Arbeitsdrucken von 1, 2, 3, 4 atü folgende Ansaugleistungen:

Wirksamer Arbeitsdruck in atü	Ansaugleistung in m ³ /std bei einem Düsendurchmesser in mm von			
	6	8	10	12
1	40	70	110	160
2	60	105	165	235
3	80	140	220	315
4	100	175	270	400

Wegen Düsenverschleiß und Undichtheiten sind die Tabellenwerte, wie vorstehend bereits bemerkt, um 20% zu erhöhen, d. h. mit 1,2 zu multiplizieren.

Beispiel: Ein Kompressor zum Betreiben von zwei 6 mm-Düsen und einer 10 mm-Düse hat bei einem Arbeitsdruck von 2 atü, eine Ansaugleistung von 1,2 · (60 + 60 + 165) = 1,2 · 285 = rd 350 m³/std.

Bei dieser Berechnung ist der Einfluß des der Preßluft beige-mischten Sandes unberücksichtigt gelassen, da sich bei Versuchen ergeben hat, daß selbst bei Verwendung sehr grobkörnigen Sandes eine nur unbedeutende Änderung des Luftverbrauches eintritt.

Eine gewisse Mehrleistung des Kompressors muß stets vorhanden sein, wenn sich eine Sandstrahlgebläseanlage wirtschaftlich gestalten soll. Neuzzeitliche Kompressoren haben zudem Leerlaufvorrichtungen, die den Arbeitsbedarf des Kompressors dem Luftbedarf anpassen, so daß bei nicht voll ausgenütztem Kompressor eine Arbeitsverschwendung nicht eintritt.

Für Betonspritzapparate, soweit sie heute auf dem Markte sind, ist der Luftverbrauch von den Lieferfirmen einheitlich festgestellt. Bei einem Arbeitsdruck von etwa 3 atü ist als Kompressorleistung zu wählen, für die beispielsweise angegebenen Zementkanonen:

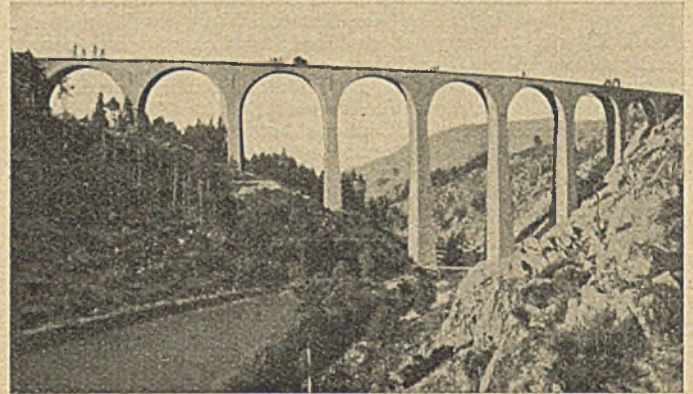
Zementkanone Type:	Leistung in loser Masse, etwa m ³	Stündlicher Luftverbrauch in m ³
N 00	0,75	100 ÷ 120
N 0	1,25	180 ÷ 220
N 1	1,75	280 ÷ 320
N 2	2,50	360 ÷ 420

Für das Betonspritzen sind zweistufige Kompressoren empfehlenswert, da im allgemeinen eine verhältnismäßig große pneumatische Förderung in Frage kommt und weil zur Beseitigung von Verstopfungen bisweilen ein erheblich höherer Druck als der normale Arbeitsdruck benötigt wird.

Der normale Arbeitsdruck von 2-3 atü genügt für Materialschlauchlängen von 50-150 m und Druckhöhen von 10-25 m. Der Betriebsdruck hängt aber neben der Schlauchlänge und Förderhöhe sehr stark von der Beschaffenheit des Materials ab. Trockenes scharfkörniges Material läßt sich leichter fördern als nasses und leicht backendes Material. Bei Schlauchlängen von etwa 300 m kommt ein Betriebsdruck von 4 atü in Betracht. Dieser Druck ist für die Betonspritzapparate noch zulässig, wenn er auch mit Rücksicht auf die bei diesen großen Schlauchlängen entstehenden bedeutenden Verluste durch Undichtheiten usw. nicht wirtschaftlich ist und deshalb möglichst vermieden werden soll.

Die Eisenbahntalbrücke von Recoumène.

Die Talbrücke über den Recoumène, einem Nebenfluß der Loire, in einer Zweigbahn der Paris-Mittelmeer-Eisenbahn im Kreise Haute-Loire, zeichnet sich sowohl durch schöne Erscheinung (s. Abb.) als auch durch Feinheiten im Entwurf aus. Sie ist mit 60,6 m Gesamthöhe



eine der höchsten einstöckigen Talbrücken Frankreichs, hat acht Öffnungen von je 25 m Lichtweite und liegt in einem Bogen von 325 m Halbmesser und einer Steigung von 21,5 v. T. Die schöne Erscheinung beruht neben der Überhöhung der Bögen und der Schlantheit der Pfeiler darauf, daß alle Außenflächen krumm sind. Die Gewölbe sind Ellipsen mit 13,5 m lotrechter und 12,5 m wagrechter Halbachse, um von vornherein den bei einem reinen Halbkreis unausbleiblichen Eindruck eines gedrückten Bogens zu verhindern. Die Pfeilerstärke am Bogenanlauf ist nicht nach der alten Faustformel mit 1/5 der Lichtweite bemessen, sondern auch nach der Höhe abgestuft, gemäß der Formel $d = 0,112 \cdot 21 + 0,013 h$ (21 Lichtweite, h Höhe von Schienenoberkante bis zum Gelände auf der Oberseite des Pfeilers), was bei dem höchsten Pfeiler eine Verminderung der Stärke von 5 m auf 3,67 m ergibt; die drei kurzen Endpfeiler sind jedoch 6 bis 12 cm stärker gemacht worden. Die Außenflächen der Pfeiler sind nach Parabeln geformt, deren Achse im Gewölbeanlauf liegt, entsprechend

$$x = \frac{d}{2} + \frac{1}{n} H + \frac{\epsilon}{2} H^2$$

(x halbe Pfeilerstärke, H Gesamthöhe, d Pfeilerstärke und $\frac{1}{n}$ Anlauf am Bogenanfang, ε Zunahme des Anlaufs für 1 m Höhe, was für 50 m Höhe eine feine Krümmung von nur 0,25 m Stich ergibt).

Der Anlauf ($\frac{1}{n}$) entspricht auf der inneren Seite der Bahnlinie dem Anlauf der Stirnmauern mit 0,02, ist aber auf der äußeren Seite vergrößert auf $0,0356 = \frac{a^2}{bR}$ (a und b wagerechte und lotrechte Halbachsen der Gewölbeellipse, R Krümmungshalbmesser der Bahnlinie). Die Pfeiler und Gewölbe gehen genau nach dem Krümmungsmittelpunkt der Bahnlinie, sind also trapezförmig und konoidisch, was die Ausführung aber weder erschwert noch verteuert hat. Die größte Beanspruchung am Pfeilerfuß bei Belastung nur eines anschließenden Gewölbes mit 10 t/m und bei Berücksichtigung von Winddruck und Bremsschub hat sich, nach der Elastizitätslehre berechnet, zu 17 kg/cm², die mittlere Beanspruchung in verschiedenen Höhen zu 10 kg/cm² ergeben.

Die Brücke ist aus dichten Basaltbruchsteinen in Zementmörtel hergestellt, die Gewölbe in zwei Ringen, von je 6 Punkten aus, unter Bemessung des Lehrgerüsts nur für die Last des ersten Ringes. Zur Vermeidung schädlicher wagerechter Bewegungen der schlanken Pfeiler sind alle Gewölbe gleichzeitig ausgeführt und der Arbeitsvorgang den ständig beobachteten Pfeilerbewegungen, die bis 12,6 mm erreichten, angepaßt worden. Die Lehrgerüste sind mit Hilfe von Kabelbahnen und Bockgerüsten auf den Pfeilern fliegend vorgebaut worden. (Nach M. C. Gay, Ingenieur der Bauabteilung der Paris-Mittelmeer-Eisenbahn, in Le Ciment vom April 1926, S. 118-126 mit 6 Abb.).

Zuschrift zu dem Aufsatz Burghardt in Heft 11, 1926.

Zu dem in Heft 11 vom 12. März 1926 erschienenen Aufsatz „Schweißarbeit und Schweißen des Eisens für den Eisenbetonbau“ von Dipl.-Ing. A. Burghardt, Berlin, gestatte ich mir folgende Ausführungen:

Der Verfasser erklärt: „Die Erfahrungen, die mit den Spezialschweißmaschinen und der elektrischen Schweißung gemacht sind, beruhen auf derartigen günstigen Erfolgen und Voraussetzungen, daß z. B. die Anschaffung von Spezialschweißmaschinen nur eine reine Geldsache, die Einführung der elektrischen Lichtbogenschweißung von schmiedbarem Eisen zum Teil auch nur eine Geldfrage ist.“

Trotzdem hält es der Verfasser für richtig, sich in seinem Aufsatz hauptsächlich mit der veralteten Feuerschweißung sehr eingehend zu befassen.

Ich bin der Auffassung, daß eine eingehendere Würdigung sowohl der Gasschmelzschweißung als auch der elektrischen Lichtbogen- und Widerstandsschweißung, die doch heute auch im Eisenbetonbau täglich mehr und mehr Eingang findet, eher am Platze gewesen wäre. Unrichtig ist, daß „die elektrische Lichtbogenschweißung sich bei dünnwandigen Stücken anwenden läßt“, im Gegenteil, hier ist die Gasschmelzschweißung und in Sonderfällen die elektrische Widerstandsschweißung (Punkt- und Nahtschweißung) am Platze, während die elektrische Lichtbogenschweißung normal nur bei Wandstärken über 4 mm bis zu unbegrenzten Querschnitten Anwendung findet.

„Daß für die elektrische Lichtbogenschweißung vorerst noch ausschließlich Gleichstrom im Gebrauch ist“, wie der Verfasser meint, galt vor etwa drei Jahren noch. Heute jedoch, nachdem Schweißtransformatoren auf dem Markte sind, mit denen man Schweißungen herstellen kann, die nicht nur den Gleichstromschweißungen ebenbürtig, sondern noch überlegen sind, wird man in allen Fällen, wo Dreh- oder Wechselstrom vorhanden ist, mit Transformatoren schweißen, da ein Transformator einem Gleichstromlichtbogenformer sowohl was Preis, Gewicht, Raum- und Energiebedarf als auch was Betriebswartung und einfache robuste Bauart anlangt, weit überlegen ist. Es haben sich deshalb auch in letzter Zeit namhafte Firmen mit dem Bau dieser Schweißtransformatoren befaßt.

Schließlich möchte ich der Meinung entgegenzutreten, daß bei Schweißungen im allgemeinen große Vorsicht zu üben ist und die Schweißarbeiten nur zuverlässigen Arbeitern anzuvertrauen sind. Dieser Satz gilt nur für die Ausführung schwieriger Schweißungen. Dagegen wird man z. B. das Stumpfschweißen von Betoneisen nach dem Abschmelzverfahren von jedem angeleiteten intelligenten Arbeiter ausführen lassen; auch die elektrische Lichtbogenschweißung wird im Eisenbeton und im Hochbau z. B. in Amerika nur von angeleiteten Arbeitern ausgeübt. Allerdings werden dort die geschweißten Querschnitte von vornherein so verstärkt, daß auch bei einer minderwertigen Schweißung noch immer genügend Sicherheit verbleibt. Es sind in letzter Zeit auf diesem Gebiete eine Reihe Veröffentlichungen erschienen, auf die ich besonders aufmerksam machen will, hier in Deutschland in der „Schmelzschweißung“ und in der „Zeitschrift für autogene Metallbearbeitung“, in Amerika in „The Welding Engineer“.

Dipl.-Ing. D. C. Fritz.

Erwiderung auf die Zuschrift Fritz.

Wie in der Abhandlung angegeben, ist der Zweck dieser, den jüngeren Bauleiter mit dem eigentlichen Schweißen, die Verbindung gleichartiger Metallteile in teigartigem Zustand unter Druckanwendung ohne Hinzufügen eines Fremdstoffes oder Zusatzstoffes, dem sogenannten Feuerschweißen, bekanntzumachen.

Da man auf den meisten Baustellen Feldschmieden besitzt, um die Anker, Ankerbolzen usw. an Ort und Stelle zu schmieden, so ist man dort in der Lage, ohne besondere Unkosten gelegentlich auch Schweißungen herzustellen, weshalb hier die Feuerschweißung wohl am meisten in Frage kommt.

Bei der Lichtbogenschweißung und bei der autogenen Schweißung kann man eher von einer Lötung sprechen, wenn man sich von der Vorstellung frei macht, daß zur Lötung zinn- oder kupferhaltige Zusätze nötig sind. Bei diesen mit Schmelzschweißung bezeichneten Verfahren gießt oder schmilzt man zwei gleich- oder verschiedenartige Metallteile aneinander, meist unter Hinzufügen eines gleichartigen Zusatzstoffes in Drahtform.

Die elektrische Lichtbogenschweißung hat sich zur Instandsetzung von Dampfkesseln bei Anfrassungen, Rissen und Brühen das Feld erobert und behauptet, und zwar um so mehr, je weitläufiger die wirtschaftlichen Vorteile der elektrischen Schweißung gegenüber der Autogenschweißung ausgenutzt werden.

Seitens der Dampfkesselüberwachungsvereine wird bei Reparaturen an Dampfkesseln oder Schiffskesseln das Lichtbogenschweißverfahren ausschließlich genehmigt und empfohlen, während das autogene Schweißverfahren abzulehnen ist, da bei demselben chemische Einflüsse auf das Schweißgut und damit den Gütegrad der Schweißung nachgewiesen wurden.

Diese gemachten Erfahrungen stehen vollständig im Widerspruch mit den Ansichten des Herrn Dipl.-Ing. Fritz.

Aus gemachten Versuchen ergab sich, daß bei der elektrischen Lichtbogenschweißung nur bestimmte Stromstärken einen besten Wert an Festigkeit ergeben.

Es wird nicht bestritten, daß neuerdings auch mit Wechselstrom Schweißungen ausgeführt werden. Die Ansichten über die Vor- oder Nachteile der einen oder anderen Stromart sind noch nicht geklärt. Bisher vorgenommene Versuche ergaben, daß der Wechselstromschweißung nicht unbedingt der Vorzug der Billigkeit nachgerühmt werden darf. Andererseits scheint es, als ob mit Wechselstromschweißung nicht die gleichgünstigen Festigkeitsverhältnisse erzielt werden können wie mit Gleichstrom.

Versuche ergaben, daß mit Gleichstrom-V-Schweißungen größere Festigkeiten erzielt wurden.

Bei einer Gleichstrom-Leerlaufspannung von 40 V kann man einwandfreie Schweißungen ausführen; der Lichtbogen reißt nicht ab. Bei 60 V Wechselstrom-Leerlaufspannung ist das Ziehen und Halten eines Lichtbogens kaum möglich. Man muß deshalb bis auf 70 und 80 V Leerlaufspannung und darüber hinausgehen, was eine gewisse Gefahr für den Schweißer bedeutet.

Der Wechselstromschweißtransformator hat einen überaus schlechten $\cos \phi$ von 0,25 bis 0,45, aus welchem Grunde es noch fraglich ist, ob jedes Elektrizitätswerk den Anschluß eines derartigen Transformators gestattet.

Bei dem Schweißtransformator ist ferner die hohe primäre Stromaufnahme zu beachten, die bis zu 50% größer sein kann als die eines Schweißumformers von gleicher Leistung.

Dementsprechend müssen die Zubereitungs-kabel stärker gewählt werden.

Die Gleichstromschweißung hat eine lange Entwicklung hinter sich, die Wechselstromschweißung ist noch jung.

Das abschließende Urteil des Herrn Fritz bezüglich der Überlegenheit der Schweißungen mit Schweißtransformatoren scheint mir deshalb etwas gewagt.

Trotz des schlechten Wirkungsgrades von 0,5 bis 0,6 stellt die Gleichstromschweißmaschine eine Verbilligung des Schweißens gegenüber stellenweise noch üblicher Schweißen von Gleichstromnetz unter Vorschaltung eines Widerstandes dar.

Die Widerstandsschweißmaschinen arbeiten mit zwei, höchstens vier Volt, demgegenüber aber mit sehr hohen Stromstärken. Direkt einschneidende Neuerungen sind nicht zu verzeichnen, wohl aber arbeitet man daran, den inneren Aufbau der Widerstandsschweißmaschine zu vervollkommen.

Entgegen der Ansicht des Herrn Fritz gehe ich wohl mit den meisten Fachleuten einig, wenn ich eine erstklassige Schulung der Schweißer fordere, da nur eine sachgemäß ausgeführte Schweißung sowohl hinsichtlich der Festigkeit als auch hinsichtlich der Kosten in Wettbewerb treten kann. Aus diesem Grunde fanden bisher auch besondere Kurse für Ingenieure und Handwerker (Köln) für autogenes und elektrisches Schweißen statt, die aus Vorträgen und praktischen Übungen bestanden.

Das von Herrn Fritz empfohlene amerikanische System, so viel Eisen einzulegen, daß trotz minderwertiger Schweißung noch genügend Sicherheit bleibt, dürfte nur den Anreiz zur schlechten Arbeit geben, und ist es dann wohl besser, man schweißt überhaupt kein Eisen.

Bezüglich der Prüfungen von Lichtbogenschweißungen mache ich auf die Abhandlungen von Ethan Viall in „Electric Welding“, New York 1921, und auf die Zeitschrift „American Machinist“ vom 3. Juli 1920 aufmerksam; außerdem auf verschiedene Abhandlungen in der Z. D. V. I.

Weiterhin mache ich darauf aufmerksam, daß man neuerdings Straßenbahnschienen auch mit elektrischen Lichtbogen schweißt. Die erforderlichen günstigen Schweißstromstärken und -spannungen sind zwischen 200 A, 45 V und 100 A, 20 V. Man verwendet hierbei vorteilhaft Schweißumformer, deren Motoren an die üblichen Bahnnetzspannungen (450—600 Volt) angeschlossen werden und deren Generatoren die im Lichtbogen erforderlichen Stromwerte ohne weiteres hergeben.

Dipl.-Ing. A. Burghardt.

Hiermit schließt die Schriftleitung die Aussprache über die vorliegende Frage.

Der Entwurf von Betonstraßen.

Bericht nach einem Aufsatz von A. T. Goldbeck in „Concrete“ 1925, S. 26.

Das Verhalten von Betonstraßen ist in hohem Maße abhängig von den Eigenschaften des Straßenuntergrundes. Bei der weitgehenden Verschiedenheit der Entstehungsbedingungen und der geologischen Beschaffenheit der Bodenarten und ihres Wertes als Straßenuntergrund ist es für den Ingenieur wichtig, sich Kenntnisse von der Natur der Bodenarten und ihrer möglichen Einwirkungen auf das Straßenpflaster verschaffen zu können. Aus diesem Grunde sind in Amerika in den letzten 3 bis 4 Jahren Normenuntersuchungen für die Analysierung von Untergrundmaterial ausgearbeitet worden, die wichtige Unterlagen für Straßenprojektierungsarbeiten liefern sollen. Die Untersuchungen beziehen sich auf folgende Punkte: 1. Mechanische Analysen, 2. Kapillare Feuchtigkeit, 3. Feuchtigkeitsäquivalent, 4. Farb-Adsorption, 5. Löschwert, 6. Feuchtigkeitskapazität, 7. Relative Tragfähigkeit, 8. Schwindmaß.

1. Die mechanischen Analysen bestimmen die Kornzusammensetzung und die ungefähre mineralogische Zusammen-

setzung, wobei man roh unterscheidet zwischen Lehm, Schlamm, Sand. Unter Lehm versteht man den Teil, der im Wasser gelöst bleibt und sich auch bei achtminütigem Zuwarten nicht absetzt, Schlamm wird der Teil genannt, der sich durch ein Sieb Nr. 200 hindurchwaschen läßt und sich innerhalb 8 Minuten nach dem Umrühren des Wassers niedersetzt. Sand ist derjenige Teil, der auf dem Sieb Nr. 200 zurückbleibt, aber durch das Sieb Nr. 10 durchgeht. Untergründe mit hohem Lehmgehalt werden beim Naßwerden gewöhnlich sehr plastisch und sind daher wenig tragfähig; ferner erleiden sie beim Naßwerden und Austrocknen große Volumenveränderungen und bieten so keine gleichförmige Unterstüzung für die Straßenplatte. Die Fähigkeit großer Wasseraufnahme bedeutet eine beträchtliche Gefahr bei Frost. Solche Böden fordern Vorsichtsmaßregeln beim Straßenbau.

2. Der Prozentsatz der kapillaren Feuchtigkeit, d. h. der Feuchtigkeit, die der Boden kapillar anzusaugen vermag, ist deshalb wichtig, weil Straßen häufig nur wenig oberhalb des Grundwasserstandes gebaut werden, wo die kapillare Saugwirkung unangenehm in Erscheinung treten kann. Der Boden soll einen möglichst geringen Gehalt an kapillarer Feuchtigkeit aufweisen.

3. Bei der Bestimmung des Feuchtigkeitsäquivalents wird die Bodenprobe zunächst mit Wasser gesättigt, und sodann in einer Zentrifuge mit einer Gewalt, die das 1000fache des Probengewichts beträgt, 1 Minute lang geschleudert. Das Maß des in der Probe nach dem Schleudern zurückbleibenden Wassers ist das Feuchtigkeitsäquivalent. Nach den bisherigen Erfahrungen sind bei Böden, die noch 20% Wasser enthalten, besondere Maßregeln am Platze. Für die Durchführung dieser Probe auf Baustellen besteht ein vereinfachtes Bauplatzverfahren.

4. Farb-Adsorption. Filtriert man Farblösungen durch gewisse Bodenarten, so verschwindet die Farbe, und zwar kann eine bestimmte Menge Erdreich nur eine bestimmte Farblösungsmenge entfärben. Das Adsorptionsvermögen ist bei verschiedenen Bodenarten verschieden. Bodenarten mit hohem Adsorptionsvermögen sind plastisch und stellen schlechte Straßenunterlagen dar.

5. Bei der „Lösch“-Probe wird bestimmt, innerhalb welcher Zeit nach dem Eintauchen in Wasser das Erdreich auseinanderfällt. Hierin unterscheiden sich die Bodenarten wieder ganz beträchtlich. Der Wert dieser Prüfung wird noch weiterhin untersucht. Sie scheint aber einen Fingerzeig zu geben, mit welcher Schnelligkeit ein Boden durch Wasser angegriffen wird.

6. Die Feuchtigkeitskapazität, die zweifellos mit dem Feuchtigkeitsäquivalent und der kapillaren Feuchtigkeit zusammenhängt, wird dadurch bestimmt, daß man die Bodenprobe mit Wasser sättigt, dem Wasser sich zu setzen erlaubt, und die Menge des im Erdboden zurückbleibenden Wassers bestimmt. Der Wert der Probe muß sich erst noch erweisen. Immerhin kann gesagt werden, daß die Güte des Bodens mit der Höhe der Feuchtigkeitskapazität abnimmt.

7. Relative Tragfähigkeit. Die Laboratoriumsuntersuchung geht so vor sich, daß auf eine Bodenprobe langsam eine wachsende Last aufgebracht wird und das Eindringen der Tragfläche in das Erdreich studiert wird.

8. Eine wichtige Untersuchung des Erdbodens ist die auf seine Schwindeigenschaft. Jedermann kennt die klaffenden Risse im Lehm Boden, der nach einem starken Regen der Sonne oder dem Wind ausgesetzt war. Ein solcher Boden als Straßenuntergrund bedeutet eine Gefahr. Bei hoher Feuchtigkeit dehnt sich der Boden aus, um beim Austrocknen zusammenzuschumpfen. Da das Straßenpflaster immer mehr oder weniger luftdicht ist, sind die Volumenveränderungen im Untergrund am Rand der Straßenplatte bedeutend größer als in Straßenmitte. Feuchtigkeitsuntersuchungen in Californien ergaben tatsächlich am Plattenrand geringere Feuchtigkeit des Untergrundes als in Straßenmitte in gleicher Bodentiefe. Daß es Zeiten gibt, wo sich an gewissen Stellen das Pflaster vom Untergrund losgelöst hat, ist danach nicht überraschend. Längsrisse in Abständen von 90—120 cm vom Straßenrand sind die Folge. Ein Schwindmaß einer Bodensorte größer als 5% macht einen besonderen Pflasterentwurf oder eine besondere Behandlung des Untergrundes erforderlich. Leider ist nicht angegeben, wie diese Schwindmaße der Bodenarten gemessen werden.

Als eine erfolgreiche Behandlung des Untergrundes zur Vermeidung der Rißbildung im Pflaster unter der Wirkung der Volumenveränderungen des Bodens wird die Aufbringung einer 11 cm starken lockeren Sandlage angegeben. Bei der Pittsburger Versuchsstraße, die auf einem lufttrockenen Lehm Boden hergestellt wurde, war der Untergrund auf eine Tiefe von 90 cm umgepflügt, leicht mit Wasser besprengt und in 6 Lagen eingewalzt worden, allerdings ein kostspieliges Verfahren. Die Herstellung zunächst einer Sand- oder Kiesstraße, auf die später die Betonstraße aufgebracht wird, ist eine weitere kostspielige Behandlung. Wird eine Lage sehr körnigen Materials zwischen Untergrund und Beton eingelegt, so ist für gute Wasserableitung zu sorgen zur Vermeidung der Sprengwirkung gefrierenden Wassers. Bei niederen Temperaturen ist gelegentlich unter den Straßenplatten eine Schwitzwasserbildung beobachtet worden; diese ist besonders ungünstig bei einem Untergrund, der vom Wasser leicht ausgeweicht wird. Hier ist eine Zwischenlage aus körnigem

Material zweckmäßig, da dieses durch das Schwitzwasser wenig verändert wird.

Es ist jedenfalls klar, daß die verschiedenen Bodenarten nicht immer eine gleichmäßige unveränderliche Unterlage für die Straßenplatte bilden. Messungen des tatsächlichen Druckes unter einer 20 cm starken Beton-Straßenplatte, die vom Verfasser über mehrere Monate angestellt wurden, bestätigten dies einwandfrei (vgl. Abb. 1).

Eigenschaften und Aufgaben des Betons für den Straßenbau: Der auf die Straße frisch aufgebraute Beton schwindet beim Austrocknen. Besonders rasch spielt sich dieser Prozeß ab bei Wind und heißem Wetter und führt in dem noch jungen, wenig festen Beton zu Schwindrissen. Es gehört zu den wichtigsten Maßnahmen, durch Feuchthalten des Betons während mehrerer Wochen das Schwinden möglichst lange hinauszuzögern, bis der Beton höhere Zugfestigkeiten aufweist. Je höher die Betonzugfestigkeit bei Beginn des Schwindprozesses ist, desto geringer ist die Zahl der Schwindrisse.

Wechselnde Lufttemperaturen bringen Volumenveränderungen an der Straßenoberfläche mit sich, denen relativ geringe Temperaturveränderungen an der Plattenunterseite gegenüberstehen. Die Folge hiervon sind Plattenverbiegungen mit Biegunszugspannungen unter der Eigengewichtsbelastung. Heiße Wetterperioden haben selbst Druckschwingungen im Beton zur Folge. Die Verkehrsbelastung löst Biegunzbeanspruchungen aus mit teils statischer, teils dynamischer Wirkung. Wir haben also für den Entwurf von Betonstraßen als wichtig ins Auge zu fassen: 1. Volumenveränderungen unter der Wirkung wechselnder Feuchtigkeit, 2. Volumenveränderungen unter der Wirkung wechselnder Temperatur, 3. Widerstand gegen Zugbeanspruchung, 4. Widerstand gegen Biegunzbeanspruchung, 5. Widerstand gegen Druckbeanspruchung, 6. Widerstand gegenüber wiederholter Belastung, 7. Widerstand gegenüber Abnutzung.

Hinsichtlich der Volumenveränderungen sind im Büro für Straßenbau-Untersuchungen folgende maximale Werte festgestellt worden:

- max. Schwellmaß 0,1 mm/lfd. m,
- max. Schwindmaß 0,5 mm/lfd. m,

ein Wert, dessen Höhe von der Vollständigkeit der Austrocknung abhängt.

Es ist nicht zu erwarten, daß beim Straßenbeton die im Laboratorium festgestellten Höchstmaße erreicht werden, da dort vom Untergrunde her immer eine wenn auch manchmal geringe Feuchtigkeit vorliegt. Außerdem verringert die Bewehrung die Volumenveränderungen. Der Wärmeausdehnungskoeffizient, der übrigens in Deutschland mit 0,000011 angegeben wird, soll sich nach Untersuchungen an der Purdue Universität zwischen 0,000004 bis 0,0000065 halten. Schwind- und Temperaturspannungen sind zu den übrigen Spannungen zu addieren.

Obwohl die Betondruckfestigkeit bei der Betonstraße eine besonders wichtige Rolle nicht spielt, wird ihr doch deshalb Aufmerksamkeit geschenkt, weil sie die allgemeinen Eigenschaften des Betons anzeigt. Der 28 Tage alte unter Bedingungen wie auf der Straße gelagerte Beton soll 3000 lbs = 210 kg/cm² Druckfestigkeit haben und ein dementsprechendes Mischungsverhältnis aufweisen. Zur Ausfindigmachung guter Betonzusammensetzungen wird auf die Methoden

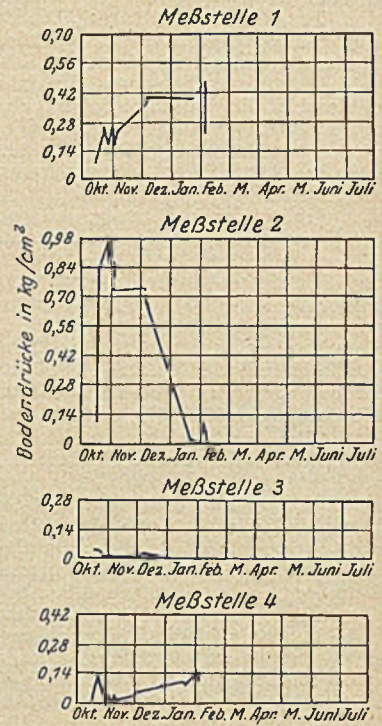


Abb. 1.

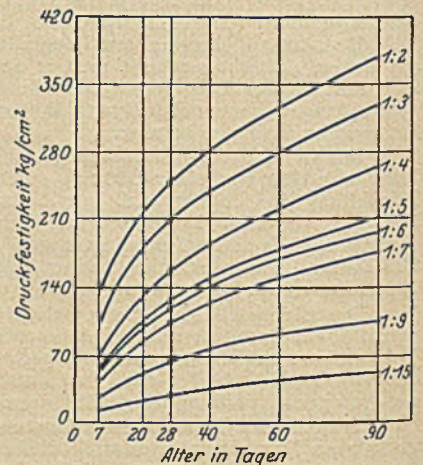


Abb. 2.

1) Sieb Nr. 200 = Sieb mit 0,07 mm Maschenweite. Sieb Nr. 10 = Sieb mit 2,14 mm Maschenweite.

Abrams verwiesen und auf die bestehenden Kurven (Abb. 2 u. 3) Abrams Bezug genommen.

Auf den bedeutenden Einfluß des Wasserzusatzes auf die Betonfestigkeit, wie ihn die Kurve 3 zeigt, wird nachdrücklichst aufmerksam gemacht.

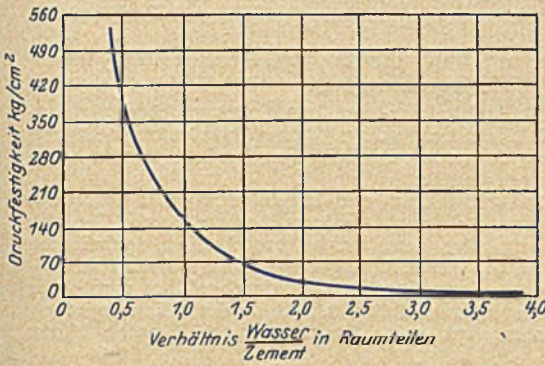


Abb. 3.

Ganz besonders hohen Widerstand soll der Straßenbeton gegenüber Biegung als der häufigst vorkommenden Beanspruchung leisten können. Seine Biegezugfestigkeit soll nicht unter 42 kg/cm² sein. Für den Elastizitätsmodul werden Werte von 175 000 bis 350 000 kg/cm² angegeben.

Durch die Verkehrsbelastung wechseln die Betonspannungen täglich mehrere tausend mal, oft sogar von Druck- in Zugspannungen.

Dr. Hatt meint, daß etwas weniger als 55% der Bruchfestigkeit trockenen Betons für die Bauwerksfestigkeit des feuchten Betons von Betonstraßen angenommen werden sollte²⁾.

Goldbeck schließt aus den vorliegenden Untersuchungsergebnissen, daß bei einigermaßen trockenen Betonverhältnissen 50%, bei feuchtem Beton 40% der Biegezugfestigkeit als zulässig angenommen werden sollten. Allerdings sei ja der Straßenbeton nicht zu allen Zeiten wassergesättigt.

Die Zugfestigkeit des Betons, die mit ungefähr $\frac{1}{12}$ der Druckfestigkeit anzunehmen ist, würde zu betragen haben:

Nach 7 Tagen ca.	7 kg/cm ²
" 15 "	" 14 "
" 28 "	" 18 "
" 3 Monaten ca.	28 "

(Fortsetzung folgt.)

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Ersatz einer gußeisernen Säule unter zehn Stockwerken.

Der Einbau eines Ladens im Erdgeschoß eines zehnstöckigen Gebäudes in Philadelphia erforderte die Herausnahme einer gußeisernen Tragsäule. Die Säule wurde unter dem Fußboden des Obergeschosses durch zwei kurze 90 cm hohe Vollwandträger umfaßt, mittels 55 Gewindebolzen von 25 mm Stärke angepreßt und auf je zwei 30 x 30 cm starke Holzstempel, verzängt und verkeilt, abgestützt. Dann wurde die halbe Säule darunter mit Schneidbrennern herausgeschnitten und der innere der neuen Mauerträger (5,2 m lang, 1,05 m hoch mit 10 mm Stehblech, 150 x 100 x 10 mm Saumwinkel und je zwei Deckplatten) mit den neuen Stützen eingezogen, hierauf ebenso der äußere Mauerträger, endlich beide zur vollen Aufnahme der Mauerlast mit Winden hochgedrückt und die 6 cm starken Unterlagplatten in Aluminiumzement untergesetzt. Schließlich wurden die über die Mauerflucht vorragenden Enden der Hilfsträger abgeschnitten (Abb. 1, 2 und 3). (Nach Engineering News-Record vom 24. Juni 1926, S. 1030—1031 mit 6 Abb.) N.

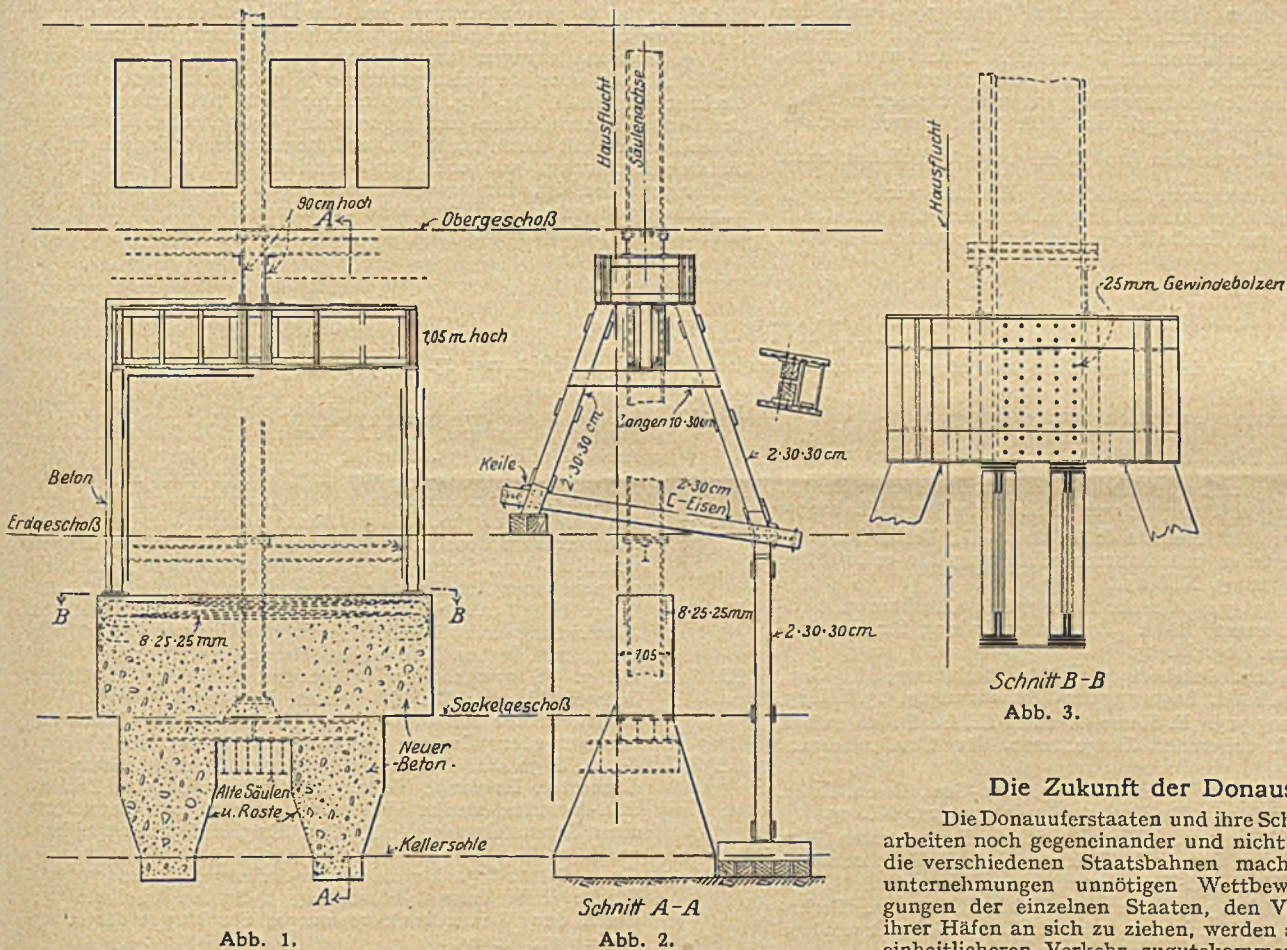


Abb. 1.

Abb. 2.

Die Zukunft der Donauschifffahrt.

Die Donauuferstaaten und ihre Schifffahrtsgesellschaften arbeiten noch gegeneinander und nicht Hand in Hand, auch die verschiedenen Staatsbahnen machen den Schifffahrtsunternehmungen unnötigen Wettbewerb. Die Anstrengungen der einzelnen Staaten, den Verkehr durch Ausbau ihrer Häfen an sich zu ziehen, werden auch einem künftigen einheitlicheren Verkehr zugutekommen. Einen Anfang zur Vereinheitlichung bildet das neue internationale Donaustatut, das an die Stelle der auseinandergehenden Schifffahrtsbestimmungen der einzelnen Uferstaaten getreten ist. Auf dem wichtigsten Gebiete der Verbesserung der Donauschifffahrtsstraße hat die internationale Donaukommission jedoch noch keine Erfolge erreicht, wozu bei der wirtschaftlichen Schwäche und dem Mangel an Einvernehmen der Uferstaaten zunächst auch wenig Aussicht besteht. Der künftige Rhein-Donau-Kanal wird den Donauverkehr sicherlich wesentlich heben, aber voll nur zur Geltung kommen, wenn die Donau dieselbe Fahrwassertiefe erhält wie der Mittel- und Unterrhein, nämlich 2,5 m, während sie jetzt bei Niederwasser stellenweise nur 1 m Fahrwassertiefe hat. Der zunehmende Verkehr wird allmählich auch darin Wandel schaffen, obgleich der Frachtenverkehr erst wenig mehr als die Hälfte desjenigen in der Vorkriegszeit erreicht, immerhin aber gegen

Aus diesem Grund ist es wichtig, etwas von der Ermüdung des Betons kennen zu lernen.

Nach Untersuchungen der Purdue Universität kann ein Beton, der nicht über 54% seiner Biegezugfestigkeit beansprucht wird, beliebig (unbestimmt) oft einem Spannungswechsel unterworfen werden. Dagegen können bei Beanspruchungen weit über diesen Betrag schon wenige Belastungswiederholungen den Bruch herbeiführen. Wichtige, noch nicht ganz abgeschlossene Untersuchungen von Dr. Hatt ergaben: Wassergesättigter Beton besitzt 89% der Festigkeit trockenen Betons. Bei wiederholten Belastungen von Betonbalken führten den Bruch herbei:

200 Lastwiederholungen von 55% der Bruchlast nach $\frac{1}{3}$ Std.,	8,400	"	"	50%	"	"	"	$\frac{1}{2}$ Tag;
---	-------	---	---	-----	---	---	---	--------------------

in einem anderen Fall

17 200 Lastwiederholungen von 50% der Bruchlast nach $1\frac{1}{4}$ Tag,	71 700	"	"	40%	"	"	"	5 Tagen.
--	--------	---	---	-----	---	---	---	----------

²⁾ Diese Schlußfolgerungen sind kaum verständlich. Das Fehlen von Angaben über die Annahmen bei der Auswertung der Balkenversuche machen es unmöglich, die Schlußfolgerungen kritisch zu beleuchten.

das Vorjahr um 150% zugenommen hat. (Nach Dr. Wallisch in der Oberrheinischen Zeitschrift für Binnenschifffahrt, Wasserwirtschaft und Verkehrswesen. „Die Rheinquellen“ in Basel vom Februar 1926, S. 31 bis 36 mit 1 Karte und 13 Abb.) N.

Die gleiche Formel für alle durchlaufenden Träger über beliebig viele ungleiche Felder mit gleicher Mittel- und $\frac{1}{2}\sqrt{3}$ facher Endsteifigkeit.

In dem Aufsatz von Dr. Lewe unter vorstehender Überschrift in Heft 27 auf S. 529/26 dieser Zeitschrift wird ein Verfahren veröffentlicht, nach welchem die Einflußlinien für die Stützenmomente durchlaufender Träger mit Hilfe mitgeteilter allgemeiner Zahlenreihen unmittelbar aufgetragen werden können, und zwar unter der einschränkenden Voraussetzung, daß die Feldsteifigkeiten der Mittelfelder zu denen der Endfelder sich verhalten wie $1:1/2\sqrt{3}$. Die Aufgabe: die Einflußlinien beim durchgehenden Träger mit Hilfe allgemeiner Zahlenreihen unmittelbar aufzutragen, hat erstmals der Unterzeichnete schon vor einer Reihe von Jahren behandelt; die Lösung ist auf S. 139/1909 der „Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen“ unter der Überschrift: „Einflußlinien beim durchgehenden Träger mit unveränderlichem, von Feld zu Feld verschiedenem und auch innerhalb Feld veränderlichem Trägheitsmoment“ veröffentlicht. Zwei der drei hier mitgeteilten Zahlenreihen decken sich mit den Zahlen der Leweschen α - u. β -Linien auf S. 520 des Bauingenieur.

In dem angezogenen Aufsatz aus dem Jahre 1909 wird der Träger über beliebig viele ungleiche Felder von zunächst durchgehends unveränderlichem Trägheitsmoment behandelt. Dann wird nachgewiesen, daß dieses einfache Verfahren auch auf Träger mit von Feld zu Feld verschiedenem Trägheitsmoment angewendet werden kann, indem durch einen kleinen Kunstgriff an Stelle der Stützweiten l die Werte $\lambda = l \frac{J_0}{J}$ eingeführt werden (wo J_0 ein unveränderliches, auch nur gedachtes Trägheitsmoment bedeutet). Endlich wird gezeigt, wie man zu verfahren hat, wenn das Trägheitsmoment sich innerhalb Feld ändert. Neben den Einflußlinien der Stützenmomente werden

noch die Einflußlinien der Feldmomente und die Einflußlinien der Querkräfte betrachtet. Zum Schluß ist das mitgeteilte Verfahren an einem durchgerechneten Beispiel weiter erläutert.

Die vorliegende Aufgabe ist somit in allgemeinsten Weise ohne einschränkende Voraussetzungen gelöst; nur der Weg zum Ziel war ein anderer. E. Elwitz.

Entschließungen auf dem Deutschen Architekten- und Ingenieurtag.

Der 51. Deutsche Architekten- und Ingenieurtag (Abgeordnetenversammlung des VDAI.) hat auf seiner glänzend verlaufenen Tagung in Dresden einstimmig folgende wichtige, vom Berliner Verein beantragten Entschließungen gefaßt:

1. Der Deutsche Architekten- und Ingenieurtag tritt dafür ein, daß die Begründung eines Reichsministeriums für Verkehr und Technik unter Zusammenfassung aller dem Reiche zustehenden technischen Arbeitsgebiete im Rahmen der seit längerer Zeit in Aussicht gestellten großen Verwaltungsreform beschleunigt durchgeführt wird. Er spricht dabei die Hoffnung aus, daß ihm seitens der Reichsregierung die Gelegenheit geboten wird, seine Ansichten und Wünsche hierzu zu äußern.

2. Der Deutsche Architekten- und Ingenieurtag weist auf seine verschiedenen Eingaben hin, der Zersplitterung des Bauwesens Einhalt zu tun und zu diesem Zweck im Staatshaushalt für 1923 die Bauangelegenheiten in einem Haushalt zu vereinigen. Der Architekten- und Ingenieurtag hält es für dringend erforderlich, diese, den gesamten Hochbau, das Bauingenieurwesen und die Elektrotechnik betreffende Forderung in Preußen nunmehr beschleunigt durchzuführen.

3. Presseäußerungen lassen erkennen, daß das Reichskabinet die Wahl des vom Verwaltungsrat der Reichsbahn zum Generaldirektor ernannten Dr.-Ing. Dorpmüller noch nicht bestätigt hat. Der Deutsche Architekten- und Ingenieurtag betrachtet die Besetzung dieses Postens mit einem tüchtigen und bewährten, technisch vorgebildeten Fachmann, wie er in der Person des Herrn Dr.-Ing. Dorpmüller gefunden ist, für eine Notwendigkeit. Er fordert die Ausschaltung politischer Gesichtspunkte bei dieser Stellenbesetzung und erwartet die baldige Bestätigung der Wahl Dorpmüllers.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 36 vom 9. September 1926.

- Kl. 20 a, Gr. 14. H 105 382. August Hermes, Leipzig, Delitzscher Str. 7 F. Schrägaufzug mit zungenloser Gleisweiche. 13. II. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 1. S 72 488. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Verteiler mit Fahrtenspeicherung für selbsttätige Ablaufanlagen. 3. XII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 5. G 63 459. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Zungenverbindung für Straßenbahnweichen. 13. II. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 8. G 64 827. Gutehoffnungshütte Oberhausen, Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Lagerung für Weichenzungen. 13. VII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 8. H 105 313. E. Hesse G. m. b. H., Berlin-Rosenthal. Weiche mit federnder Zunge, insb. für Straßenbahnen. 6. II. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 8. K 96 785. Friedr. Krupp, Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Zungenvorrichtung für Drehstuhlweichen. 21. XI. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 11. D 49 522. Eisenbahnsignal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal, Aktiengesellschaft, Braunschweig. Schaltung für Licht-Tagessignale. 29. XII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 11. S 68 865. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Stellen und Verriegeln von Weichen und Signalen. 16. II. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 11. S 70 028. Siemens & Halske, A.-G., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignaleinrichtung. 16. V. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 28. L 62 999. C. Lorenz, Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Verfahren und Vorrichtung zum Antrieb von Streckenblockierungs-Schaltwerken. 20. IV. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 28. S 71 045. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Schutz von Wechselstromblockanlagen gegen Fremdstrom. 5. VIII. 25.
- Kl. 20 k, Gr. 9. L 62 742. August Linde, Mückenberg, N.-L., Kreis Liebenwerda. Schraubenlose Fahrdrähtklemme für elektrische Straßen-, Werks- und Vollbahnen. 20. III. 25.
- Kl. 35 a, Gr. 9. M 85 237. Fa. F. W. Moll Söhne, Witten a. d. Ruhr. Gleisbrücke für Förderschächte. 5. VI. 24.
- Kl. 37 b, Gr. 2. I 25 051. International Copperclad Company, Wilmington, Delaware, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Verfahren zur Herstellung eines Dachdeckungsmaterials. 14. VIII. 24. V. St. Amerika. 15. VIII. 23.

- Kl. 37 b, Gr. 2. J 25 052. International Copperclad Company, Wilmington, Delaware, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Verfahren und Vorrichtung zur fortlaufenden Herstellung von Dachdeckungsmaterial. 11. VIII. 24. V. St. Amerika. 15. VIII. 23.
- Kl. 37 d, Gr. 40. B 114 740. Georg Beck, Achern i. Baden. Vorrichtung zum Bearbeiten (Abschleifen, Abhobeln, Reinigen) von Holz- und Steinflächen mit auswechselbarer, elektrisch angetriebener Arbeitswalze. 2. VII. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 7. H 94 812. Paul Heinrich, Chemnitz, Charlottenstr. 81. Vorrichtung zur Beseitigung von Klumpen an Mischmaschinen, insbes. Kalksandmischern. 20. IX. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 7. S 57 231. Emil Sprenger, Goldach, St. Gallen, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zur Herstellung von Mischungen aus stückigen, körnigen oder pulvrigen Massen beliebiger Art. 10. VIII. 21.
- Kl. 80 b, Gr. 9. P 50 482. Cornelius Pickstone, Radcliffe, Grafschaft Lancaster, England; Vertr.: K. Osius u. Dr. A. Zehden, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung einer Kunststeinmasse. 12. V. 25. England. 31. VII. 24 bzw. 20. I. 25.
- Kl. 84 a, Gr. 3. B 112 893. Maschinenbau-Aktiengesellschaft vormals Starke & Hoffmann, Hirschberg i. Schles. Selbsttätige, durch den Wasserdruck gesteuerte Stauklappe für Überläufe. 22. II. 24.
- Kl. 85 b, Gr. 1. K 90 359. Kunstfaserfabrik Akt.-Ges. Senica u. Dr. Franz Beck, Senica, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. Cl. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Reinigung und Entwässerung von Wasser. 22. VII. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 36 vom 9. September 1926.

- Kl. 4 c, Gr. 35. 434 449. Gustav Schulz, Hamburg, Lenastr. 6. Gasbehälter ohne Flüssigkeitsverschluß. 19. VII. 25. Sch 74 845.
- Kl. 19 a, Gr. 31. 434 611. Fa. Deutsche Patentfeilen-Fabrik, G. m. b. H., Radeberg, Sa. Schienenrillenhebel nach Art der Bezugfeilen. 30. V. 25. D 48 092.
- Kl. 19 b, Gr. 1. 434 407. Keller & Knappich G. m. b. H., Augsburg. Antrieb- und Aufhängevorrichtung für Kehr- und Waschwalzen. 9. VIII. 23. B 110 708.

- Kl. 19 b, Gr. 6. 434 408. Julius Freudenberger, Würzburg, Juliuspromenade 2. Sandstremittel gegen Glatteisbildung auf begehbaren Eisenflächen. 20. VI. 24. F 56 354.
- Kl. 20 g, Gr. 3. 434 563. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. f. Nürnberg. Drehscheibe oder Schiebepöhl mit gegen Seilbruch durch Stoßfangvorrichtung gesicherter Verholwinde für Fahrzeuge. 19. VIII. 25. M 91 002.
- Kl. 20 g, Gr. 8. 434 564. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Gleitender Prellbock. 14. XI. 25. R 65 909.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 434 412. Fa. Martin Beilhack, Maschinenfabrik und Hammerwerk, Rosenheim. Vorrichtung zum Befestigen von Weichenbackenschienen auf Weichenlängsplatten. 12. VII. 25. B 120 765.
- Kl. 20 i, Gr. 5. 434 413. Hugo Polinski, Berlin-Oberschöneeweide, Cöpenicker Str. 7. Ausschneidbare Feststellvorrichtung für Weichen. 27. V. 25. B 120 601.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 434 510. F. Paul Weintschke G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Stellvorrichtung zur Weichen- und Signaleinstellung von elektrischen Stellwerken. 30. IV. 25. W 69 207.
- Kl. 37 b, Gr. 1. 434 373. Robert Markstaller, Eschlikon, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Baustein mit durchlaufenden Nuten und Rippen in den Lagerflächen. 12. VI. 24. M 85 304. Schweiz 29. IV. 24.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 434 374. Fa. Mannesmannröhren-Werke Düsseldorf. Schelle zum Anschluß der Querglieder an die Stiele von mehrstieligen Masten o. dgl. 30. VI. 25. M 90 329.
- Kl. 37 e, Gr. 13. 434 475. Fa. Puls & Bauer, Eisenwaren und Werkzeuge, Hamburg. Vorrichtung zum Reinigen von Schalungsbrettern. 28. I. 25. P 49 602.
- Kl. 37 f, Gr. 5. 434 375. Josef Schwend, Baden-Baden, Gernsbacher Str. 72. Aus Formsteinen mit durchlaufenden Hohlräumen zusammengesetzter Schornstein. 12. XII. 23. S 69 122.
- Kl. 37 f, Gr. 8. 434 376. Fa. D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg. Schiebefalltor. 8. III. 25. H 100 898.
- Kl. 38 b, Gr. 4. 434 476. Fa. Deutsche Eisenbahn-Signalwerke Akt.-Ges. vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann u. Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Selbsttätige Bohrmaschine für hölzerne Eisenbahnschwellen. 27. VI. 25. D 48 258.
- Kl. 82 a, Gr. 19. 434 608. U. Amman A.-G., Langenthal, Schweiz; Vertr.: Joh. Karl Fischer, Freiberg i. Sa., Pfarrgasse 42. Trockentrommel für Maschinen zur Aufbereitung von Straßenbaumaterial mit eingebautem glatten Verteilungszylinder und Hebeleisten für das Trockengut. 27. X. 23. A 42 403.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Bücherverzeichnis aus allen Gebieten. VII. Bauingenieurwissenschaften — Bergbau. Verlag von Köhler, Volckmar A.-G. & Co., Leipzig.

Das die neueste Literatur im Gebiete des Bauingenieurwesens behandelnde Bücherverzeichnis (verfaßt von Baurat Dipl.-Ing. C. Franck-Leipzig) gibt eine wirklich vollständige Übersicht über alle neueren und neuesten Erscheinungen. Es umfaßt zunächst Allgemeine Werke, wichtig für das Bauingenieurwesen, Bücher über Ingenieurberuf, Berufseignung, Lebensbilder, Wörterbücher, amtliche Vorschriften, weiterhin die Hilfswissenschaften und dann die eigentlichen Bauingenieurwissenschaften. Zum Schluß sind Sammelwerke und Zeitschriften zusammengestellt. Wenn auch — wie das nur zu erklärlich ist — in Einzelheiten die Zusammenstellung nicht ganz fehlerfrei ist, so gibt sie doch einen für den Fachmann hochwertigen Überblick über alles das, was an literarischem Wert für das Bauingenieurwesen vorhanden ist. Deshalb kann das Buchverzeichnis (Nr. VII) nur allseitig warm empfohlen werden. M. F.

Versuche mit dem Gießverfahren für Eisenbeton. Heft 35 der Veröffentlichung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, ausgeführt durch das Mech.-Techn. Laboratorium der Technischen Hochschule München in den Jahren 1916/1917. Bericht, erstattet von Prof. E. Schmeer, Hauptkonservator des Laboratoriums, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1926. Preis geh. RM. 3,90

Die in der Kriegszeit durchgeführten, durch äußere Verhältnisse oft gestörten Untersuchungen bezüglich der Festigkeit von Gußbeton sind — wenn auch Veröffentlichungen aus neuerer Zeit sie zum Teil überholt haben — in ihrer Gesamtheit immer noch so wertvoll, daß ihre Veröffentlichung im Interesse des Gußbetonbaus liegt. Der Arbeitsplan umfaßt:

1. Druckversuche mit Probewürfeln, in wasserdurchlässigen Holzformen hergestellt (gemischt 1 : 4, 1 : 6, 1 : 12), strengflüssig und leichtflüssig, und weiterhin verschieden nach der Art der Entnahme des Betons, unmittelbar aus der Zuführungsrinne, aus einem unter der Rinne aufgestellten Einfüll- oder Mischkasten, unmittelbar aus der Mischmaschine, endlich aus einem 100 m transportierten Rollwagen.

2. Biegeversuche mit bewehrten Balken nach Art der Kontrollbalken des Heft 50, des D. A. f. E. (Mischung 1 : 4, 1 : 6; zwei Wasserzusätze wie bei 1), Entnahme des Betons unter normaler Rinnenneigung ähnlich 2.

3. Versuche mit im Vergleiche zu 1) nicht bewehrten Säulen zur Feststellung des Raumgewichtes und der Druckfestigkeit an verschiedenen Stellen (Mischung auch hier 1 : 4, 1 : 6 und beide verschiedenen Wasserzusätze). Querschnitt 30 x 30 m², bei 4 m Einfüllhöhe.

4. Untersuchung der Schichtenbildung in bewehrten Säulen (Versuchsdurchführung angeschlossen an 3). Bewehrung durch Längseisen und Bügel.

5. Vergleichende Untersuchungen über das Schwinden des Mörtels und Betons.

6. Prüfung des Zementes und der Zuschlagstoffe. Die Zubereitung und Verarbeitung der Betonmasse fand baustellenmäßig statt. In anerkennenswerter Weise hatte die Firma Gebr. Rank ihren Lagerplatz und die Einrichtung für das Gießverfahren zur Verfügung gestellt, die Herstellung der Versuchskörper übernommen sowie die erforderlichen Arbeits- und Hilfskräfte gestellt. Die Festigkeitsversuche wurden im Münchener Hochschul-Laboratorium durchgeführt. Die Versuchsergebnisse werden vom Verfasser folgendermaßen zusammengefaßt:

Durch das Gießverfahren mittels Rinnen wird ein ungünstige Einfluß auf die Festigkeit des Betons nicht ausgeübt.

In den Rinnen findet ebenso wie beim Transport durch Rollwagen eine Entmischung der Betonmasse statt, die jedoch bei Verwendung strengflüssiger, nahezu weicher Betonmasse von geeigneter Zusammensetzung und bei mäßigem Gefälle der Rinnen gering ist und, wie die Erfahrung gezeigt hat, bei sachgemäßer Ausführung der Bauwerke auf die Beschaffenheit des Betons keinen nachteiligen Einfluß ausübt. Nur bei der Herstellung von Säulen kann — besonders bei Verwendung leichtflüssiger Betonmasse — eine starke Entmischung eintreten, durch die die Festigkeitseigenschaften der Säulen ungünstig beeinflußt werden. Man wird in diesem Fall stets darauf bedacht sein müssen, durch geeignete Maßnahmen diese Entmischung möglichst fern zu halten.

Der in den neuen Eisenbetonbestimmungen geforderte Mindestwert der Würfelfestigkeit läßt sich auch bei Anwendung des Gießverfahrens mittels Rinnen mit Betonmischungen, bei deren Zubereitung die vorgeschriebene untere Grenze für den Zementverbrauch nicht unterschritten wird, erreichen, wenn der Wasserzusatz nicht größer als eben notwendig gewählt wird, so daß die Betonmasse durch die Rinnen gut abfließt, und wenn Kiessand von geeigneter Zusammensetzung und Zement von genügend großer Festigkeit verwendet wird.

Die Neigung der Rinnen soll bei Verarbeitung von Betonmischungen für Eisenbetonbauten eine gewisse Grenze — etwa 20° — nicht unterschreiten; als obere Grenze kann etwa 30° angesehen werden.

Für die Ermittlung der Würfelfestigkeit des Gußbetons hat sich die Verwendung eiserner Formen zur Herstellung der Probewürfel als am günstigsten hinsichtlich Sicherheit und Höhe der Mittelwerte erwiesen. Die Biegeprobe mit bewehrten, sog. Kontrollbalken scheint für die Prüfung von Gußbeton weniger geeignet zu sein.

Für die Klärung der Frage, ob die Festigkeit der Bauteile aus Gußbeton nach den Ergebnissen von Druckversuchen mit in Eisenformen hergestellten Würfeln beurteilt werden kann, erscheinen die Ergebnisse der Versuche mit Säulen von Wichtigkeit, da sich dabei herausgestellt hat, daß die Festigkeit der nach dem Gießverfahren in Holzschalung hergestellten Säulen in ihrem Hauptteil nicht größer, sondern etwas kleiner war als die Würfelfestigkeit des Betons. Selbst, wenn bei der Herstellung der Säulen die Entmischung vermieden wird, dürfte sich das Verhältnis zwischen Säulenfestigkeit und Würfelfestigkeit nicht wesentlich ändern.

Schon diese kurze Zusammenfassung läßt erkennen, daß der D. A. f. E. recht getan hat, die Schmeerschen Untersuchungen der Allgemeinheit zu übergeben, da sie grundlegende Ergebnisse für die beim Gußbeton zu erwartenden Festigkeiten liefern. M. F.

Die Beanspruchung der Straßen durch die Kraftfahrzeuge. Von Dr.-Ing. W. Schaar, Altona. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 1925.

Die Behandlung der durch das Kraftwagenrad auf die Straßendecke übertragenen Kräfte, soweit deren Kenntnis im besonderen wichtig ist für Form und Material der Bereifung einerseits und für die Art der Fahrbahnbefestigung andererseits, hat mit der Zunahme des Kraftwagenverkehrs immer mehr an Umfang gewonnen. Der Fortschritt in der Untersuchung der auf die Fahrbahnbefestigung jeweils einwirkenden Kräfte ist verständlicherweise durch die zumeist aus wirtschaftlichen Gründen nur in beschränktem Umfange durchgeführten Versuche, die der theoretischen Behandlung in diesem Falle unzweifelhaft zur Seite stehen müssen, bedauerlicherweise oft gehemmt ge-

wesen. Der Verfasser ist mit der vorliegenden Arbeit in die Öffentlichkeit getreten, um manche der noch vorhandenen Lücken schließen zu helfen.

Soweit der Theorie unter Bezugnahme auf die bisher nennenswerten Versuche das Wort erteilt ist, werden die durch den Kraftwagen hervorgerufenen, die Straßenbefestigung beanspruchenden Kräfte in Druckkräfte, Schubkräfte und Wirbelkräfte unterschieden, und deren Wirkung einmal auf ebene, zum anderen auf unebene Fahrbahnen bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Bereifungsart untersucht. (Der Ansicht des Verfassers, daß die Oberflächenausbildung der Bereifung ohne Einfluß auf deren elastischen Eigenschaften sei, widerspricht der zwischen Vollgummi- und Luftreifen liegende hohe Elastizitätsunterschied). Der Erklärung der sogenannten Wirbelkräfte kann nicht gefolgt werden; denn aus der Beobachtung von aufgewirbeltem Staub, Papier oder Laub, von „riesigen Staubwolken, die die nachdrängende Luft mit fortreibt“, läßt sich nicht herleiten, daß diese zweifellos vorhandenen Wirbel die Fahrbahnbefestigung nennenswert beanspruchen. Es ist richtig, daß die Luft gut abströmen wird, wenn man dem Fahrzeug eine entsprechende (Stromlinien-)Form gibt und damit den Vorteil verbindet, den Luftwiderstand zu verringern oder die Staublage zu vermindern, auf die Fahrbahnbefestigung übt die Form des Fahrzeuges gegenüber den anderen, die Straßenbefestigung hauptsächlich angreifenden Kräften, besonders im Hinblick auf die begrenzten Geschwindigkeiten sicher kaum einen nennenswerten Einfluß aus. Die im gleichen Kapitel behandelte Saugwirkung der Räder, bzw. die Saugkraft restlos zu erfassen, bleibt noch der Zukunft überlassen. Allen Untersuchungen ist für elastische Radkränze, entgegen der in der Verordnung über den Kraftfahrzeugverkehr enthaltenen Felgenbreitenvorschrift, der spezifische Bodendruck zugrunde gelegt; allein damit hat sich der Verfasser ein Verdienst erworben.

Bei dem folgenden Vergleich der Kraftwagen und der Gespannfuhrwerke hinsichtlich ihrer Einwirkung auf die Schotterstraße, dessen Ergebnis auch in Tabellenform zusammengestellt ist, tritt neben dem spezifischen Bodendruck die spezifische Schleifarbeits-

maßgebend in Erscheinung. Anschließend werden in dem Kapitel über die Straßenkörper die Nutzanwendungen gezogen, d. h. die Einwirkung der ermittelten Kräfte wird für die einzelnen Befestigungsarten von Fall zu Fall behandelt. An dieser Stelle wäre durch genaue abschnittsweise Trennung nach Befestigungsarten eine größere Übersichtlichkeit von Vorteil gewesen; vielleicht hätten dann die Asphaltstraßen mehr und die bituminösen Straßenbefestigungen überhaupt Erwähnung gefunden.

Zum Schluß werden als praktisches Ergebnis der Arbeit folgende Punkte zusammengefaßt: Verkehrsverbot für Vollgummireifen auf Schotterstraßen, schnellere Ausbesserung kleinerer Schadstellen, Feststellungsversuch für die Abnutzung der Straßendecken durch eine Einheits-Verkehrsgröße auf Versuchsbahnen und allmähliches Überführen der Schotterstraßen in haltbarere Fahrbahnen.

Die Arbeit behandelt in knapper und klarer Form die grundsätzlichen Fragen der Beanspruchung der Straßenbefestigung durch Kraftwagen und gibt den beteiligten Fachkreisen eine Reihe wertvoller Anregungen. Jan. 1926. G. E.

Taschenbuch für Baugewerkschüler 1926/1927. Ratgeber für Schule, Beruf und Leben von Prof. Knöll, Oberstudienleiter der staatl. Baugewerksschule zu Görlitz. I. Jahrgang. Schafes Druckerei, Wetzlar. Preis in Ganzleinen RM. 2,30.

Das 192 Seiten umfassende Büchlein ist zwar für die in Ausbildung befindlichen Techniker bestimmt, enthält aber auch manch Wertvolles für die in der Praxis stehenden. Daneben bringt es neben zweckmäßig zusammengestellten Tabellen wertvolle Angaben und Aufklärungen für die Berufswahl in bezug auf den Baugewerkschüler. Ein weiterer Abschnitt behandelt Lebensfragen, bedeutungsvoll für die denkende und vorwärtsstrebende Jugend. Das Werkchen ist mit Hingabe, Verständnis und gutem Können verfaßt und wird sich in den Kreisen, an die es sich wendet, sicherlich einen größeren Freundeskreis erwerben. Die Ausstattung ist eine recht gute. M. F.

Druckfehlerberichtigung zum Aufsatz Seytter in Heft 36.

Auf Seite 699 rechts unten in Abbildung 8 muß es heißen:

bei den Stützenmomenten statt: $1 \text{ m/to } 1 \text{ mt}$; ebenso in Abbildung 9;

ferner auf Seite 699 in der Mitte der rechten Spalte: statt $M_0 = 1 \text{ mt}$ $M_{II} = 1 \text{ mt}$;

ebenso 4 Zeilen darunter statt $M_s = 1 \text{ mt}$ $M_{II} = 1 \text{ mt}$;

ferner Seite 699 ganz rechts unten: statt $1,11 \text{ mt}$ $1,11 \text{ mt}$;

ferner Seite 700, links oben:

$$M_u^{II} = \frac{1,333}{1 \cdot 2,0} = 2,0 \text{ mt};$$

ferner in Abbildung 14 ist das Moment M in $3,1 \text{ m}$ Entfernung vom linken Auflager statt $0,80 \text{ mt}$ $0,886 \text{ mt}$.

An Stelle von Abbildung 16 gehört Abbildung 22.

Außerdem muß es bei der nebenstehenden Gleichung heißen:

$$P_2 = \left(\frac{1,887 + 0,243}{2} \right) \cdot 2,7 \cdot \frac{1}{E J_p} = \frac{2,875}{E J_p}$$

Berichtigung zum Aufsatz Agatz, Heft 36.

In dem 2. Teil der Arbeit „Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen“ in Heft 36 muß es heißen:

1. Auf Seite 693, 11. Zeile von unten der zweiten Spalte statt: „26%“ „23,6%“.

2. Auf Seite 696: Erste Spalte links oben statt:

Säule A	Säule B	Säule A	Säule B
oben	oben	oben	oben
Gewicht: 59 kg	Gewicht: 60,5 kg	Gewicht: 61,3 kg	Gewicht: 61,0 kg
Gewicht: 61,3 kg	Gewicht: 61,0 kg	Gewicht: 59 kg	Gewicht: 60,5 kg
unten	unten	unten	unten

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 27. September d. Js. wurde das Städtische Wasserwerk bei Stolpe im Norden Berlins besucht. Das Werk wurde von der früher selbständigen Gemeinde Pankow erbaut und nach Eingemeindung der Vororte im Jahre 1920 von der Stadt Berlin übernommen, die es 1923 in die neugegründete „Städtische Wasserwerke A.-G.“, eine im Alleinbesitz der Stadt befindliche Gesellschaft, einbrachte.

Mit dem Übergang der verschiedenen früheren Vorortwerke gelangten die Berliner Wasserwerke in den Besitz von Werken verschiedener Größe und Güte. Da Berlin schon früher sehr bedeutende Anlagen, wie die Müggelseewerke im Osten oder die Tegeler Werke im Westen besaß, war eine Überzahl an Wasserwerken vorhanden, so daß es sich als wirtschaftlich erwies, die meisten kleineren Werke stillzulegen, die größeren aber auszubauen. Zu letzteren gehört Stolpe. Es leistet zur Zeit 20 000 m³ täglich und soll auf 80 000 m³ bis zum Sommer 1928 ausgebaut werden. Zu dem Zwecke werden zunächst die Brunnengalerien auf 120 Brunnen südlich des Werkes in Länge von 3,6 km und auf 80 Brunnen nördlich des Werkes in Länge von 3,2 km gebracht. Die neue Brunnenentfernung beträgt im allgemeinen 25 m, die Tiefe vielfach nur ebensoviel, teilweise bis 50 m, da es unzweckmäßig ist, die Brunnen durch die darunterliegende Tonschicht zu treiben, unter der kaum mehr wasserführende Schichten liegen.

Wie das meiste Grundwasser der norddeutschen Tiefebene ist auch das Stolper Wasser eisenhaltig. Es wird daher zunächst von

stehenden Kolbenpumpen aus dem Sammelbrunnen auf die Rieseler gehoben; diese sind mit Packungen aus Klinkern gefüllt, über die das Wasser fein verteilt rieselt, um den Sauerstoff der Luft aufzunehmen, durch dessen Verbindung mit dem Eisen dieses bekanntlich ausgeschieden wird. Zur Zeit der Besichtigung, bei der die Herren Oberbaurat Swyter und Obergeringier Kettig von der Abteilung Bauten der Berliner Städtischen Wasserwerke A. G. liebenswürdigerweise die Führung übernahmen, war ein Rieselergebäude im Bau. Es wird von der Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Eisenbeton ausgeführt und mit Ziegeln ausgefacht und verblendet. Der Eisenbeton, aus dem das gesamte tragende Gerippe einschließlich der rahmenförmigen Dachbinder hergestellt wird, ist als Baustoff für das Rieselergebäude deswegen bevorzugt, da der im Wasser enthaltene und bei Enteisung freiwerdende Schwefelwasserstoff andere Baustoffe trotz der Schutzanstriche erheblich angreift. Von den Rieselern gelangt das Wasser durch Langsam-Filter in die Reinwasserbehälter. Der Bau eines neuen Reinwasserbehälters von 12 000 m³ Inhalt in Eisenbeton ist bereits vergeben und wird in der nächsten Zeit in Angriff genommen.

Aus dem Reinwasserbehälter wird das Wasser zur Zeit noch mit liegenden Dampfkolbenpumpen gehoben und in das Stadtnetz gedrückt. Demnächst sollen diese Kolbenpumpen im Rahmen des Erweiterungsprogrammes durch von Dampfturbinen getriebenen Kreiselpumpen ersetzt werden. Die gehobenen Wassermengen werden genau durch Woltmannmesser (für je 10 Brunnen 1 Messer) und später nach Einbau der Turbopumpen durch Venturimesser gemessen.