

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 30. Juni 1933

Heft 28

Alle Rechte vorbehalten.

Die Schwemmstoffführung des Lech.

Von Dr.-Ing. Ferdinand Düll, Regierungsbaurat, Weilheim.¹⁾

Die natürlichen offenen Wasserläufe führen zeitweise oder immer feine Teilchen im Wasser schwebend mit sich fort, die im Gegensatz zu dem auf der Sohle fortbewegten Geschiebe als Schwemmstoffe bezeichnet werden. Die Schwemmstoffführung ist eine sehr wesentliche Eigenschaft des Flußcharakters, die sich auch bei praktischen Aufgaben des Flußbaues wie die Geschiebeführung stark auswirken kann. Wegen der leichten Beweglichkeit der Teilchen beeinflußt die Schwemmstoffführung zwar nicht wie die Geschiebeführung die Verhältnisse im freien oder künstlichen Gerinne, wenigstens nicht merkbar, sie wird aber bei Einmündung in Staubecken oder Seen von sehr großer Bedeutung, da sich hier die Schwemmstoffe infolge starker Verminderung oder Aufhebung der Wassergeschwindigkeit absetzen und ihre Menge viel größer ist als jene des Geschiebes.

Bestimmung des Schwemmstoffgehaltes.

Zur Erforschung der Schwemmstoffführung der bayerischen Alpenflüsse führt das Referat für Erforschung der Geschiebeführung an der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde München seit einigen Jahren systematische Messungen durch. Die längste Beobachtungsreihe liegt vom Lech vor, da dort der Plan zur Errichtung einer großen Talsperre bei Roßhaupten eingehende Untersuchungen zuerst nötig machte. Auch von anderen Flüssen sind Untersuchungen im Gange, doch sind sie noch zu kurz oder nicht vollständig genug, als daß jetzt schon eine Mitteilung hierüber veranlaßt wäre. Die mehrjährigen Ergebnisse am Lech geben aber schon recht wertvolle Aufschlüsse.

Über die Art, wie die Schwemmstoffführung ermittelt wird, und über die Gerätschaften, die dabei in Verwendung sind, wurde bereits früher eingehend berichtet²⁾, so daß ein weiteres Eingehen hierauf sich erübrigt. Es gilt, sowohl die Verteilung der Schwemmstoffe über den nassen Querschnitt festzustellen, wie die wechselnde Stärke der Schwemmstoffführung in ihrem zeitlichen Verlaufe. Für den ersten Zweck werden mit dem in dem genannten Aufsatz beschriebenen Wasserschöpfer einzeln sogenannte Vollmessungen ausgeführt, die sich über mehrere Punkte des nassen Querschnittes in verschiedener Tiefe erstrecken. Für die Verfolgung des zeitlichen Verlaufes der Schwemmstoffführung, wofür sehr zahlreiche Messungen in verhältnismäßig kurzen Zeitabständen nötig sind, begnügt man sich mit einfachen Oberflächenmessungen, das sind Schöpfproben aus einem stets gleichbleibenden Punkte der Oberfläche. Die ausgeschöpften Wasserproben von ungefähr 5 l werden mit Filterpapier filtriert, das Filtrat wird im elektrischen Ofen getrocknet und dann gewogen, worauf die Schwemmstoffdichte, d. i. der Gehalt von 1 m³ Wasser an trockenen Schwemmstoffen in g, berechnet wird. Aus den Messungen über den ganzen Querschnitt ist dann festzustellen, in welchem Verhältnis die Oberflächenmessungen zu dessen mittlerer Schwemmstoffdichte stehen. Durch Multiplikation der mittleren Schwemmstoffdichte mit der zur Zeit der Messung abgeflommenen sekundlichen Wassermenge erhält man die sekundliche Schwemmstoffmenge, die nunmehr zweckmäßig in kg/sek ausgedrückt wird. Diese Werte, über der Zeitabszisse aufgetragen, ergeben eine zusammenhängende Kurve, deren Flächeninhalt, mittels Planimeters bestimmt, die innerhalb eines bestimmten Zeitabschnittes durchgeflossene absolute Schwemmstoffmenge in kg oder t darstellt (Abb. 2a bis f).

Es liegt in der Natur der Schwemmstoffführung, daß die Veränderung der Schwemmstoffdichte nicht immer mit der Wasserstandsänderung gleichläuft. Sie nimmt wohl bei steigendem Wasser zu, aber zwischen Schwemmstoffgehalt und Pegelstand besteht keine gesetzmäßige Beziehung wie etwa für die Wasserführung. Um den Verlauf der Schwemmstoffdichte zusammenhängend verfolgen zu können, sind daher zahlreiche Schöpfproben erforderlich, deren Zeitabstände je nach der Schnelligkeit des Ablaufes der Hochwasserwelle bzw. der Schwemmstoffwelle zu wählen sind.

¹⁾ Die Unterlagen für diesen Aufsatz wurden in dankenswerter Weise vom Referat für Erforschung der Geschiebeführung an der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde in München zur Verfügung gestellt.

²⁾ Ermittlung der Schwemmstoffführung in natürlichen Gewässern, Bautechn. 1929, Heft 35 u. 38.

Schwemmstoffmessungen am Lech.

Die Beobachtungsstelle liegt an der Theresienbrücke bei Füssen, nahe der bayerischen Grenze, beim Austritt des Lech aus dem Vorgebirge. Die Messungen erfassen also die Schwemmstoffführung des Oberlaufes, sie müssen aber wegen ihres Zweckes, Unterlagen für die Untersuchung der unterhalb Füssen geplanten Roßhauptener Sperre zu erlangen, hier ausgeführt werden.

Da die Schwemmstoffführung eines Flusses von dem Charakter seiner Wasserführung und dem geologischen und morphologischen Aufbau seines Einzugsgebietes unmittelbar abhängt, sind hierüber kurze Bemerkungen nötig. Der Lech entspringt in den Vorarlberger Alpen in einer Seehöhe von etwa 1850 m. Die Flußlänge bis Füssen beträgt 88 km. Er nimmt aus den ihn beiderseits begleitenden, bis zu 2900 m hohen Gebirgszügen mehrere Wildbäche auf, darunter als schwerste den Hornbach und Namlosbach. Oberhalb Füssen erhält er noch einen bedeutenderen Zufluß, die Vils. Das Einzugsgebiet an der Meßstelle beträgt 1425 km², wovon 1029 km² auf das Hochgebirge und 396 km², die hauptsächlich der Vils zugehören, auf Vorgebirgsland treffen. Beim Eintritt in Bayern hat der Lech noch ein Gefälle von rd. 3 ‰, eine mittlere Wasserführung von 62 m³/sek, gewöhnliche HW von 300 m³/sek und KHW von etwa 900 bis 1000 m³/sek. Der Schneeabgang setzt meist Ende April, Anfang Mai ein und dauert bis in den Juli hinein. Den Sommer über verursachen Gewitter- und Landregen häufige Hochwasserspitzen, und in den Herbstmonaten kann früher Schneefall und rasches Tauwetter mit Landregen bedeutende Anschwellungen, ja KHW hervorrufen. Ganz große HW sind jedoch selten, und alle HW sind von kurzer Dauer. Den Winter über herrscht infolge Schneelage eine Niedrigwasserperiode, die nur selten durch eine Tauflut (Februar 1928) unterbrochen wird.

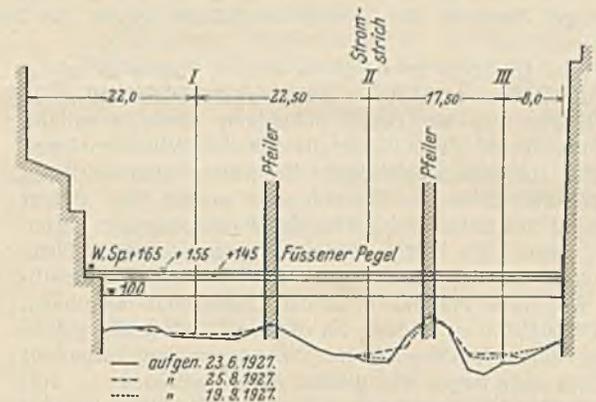


Abb. 1. Querschnitt des Lech bei Füssen an der Meßstelle.

Die Meßstelle für die Schwemmstoffmessungen bei Füssen zeigt Abb. 1. Bei Vollmessungen werden in den drei Profillotrecten I, II, III gewöhnlich an drei Punkten Wasserproben geschöpft: an der Oberfläche, in der Mitte und 50 cm über der Sohle. Die Schöpfproben für die fortlaufenden Oberflächenmessungen werden im Stromstrich, Profillotrecte II, entnommen, sobald Wassertrübung auftritt.

Die Vollmessungen erfordern einen erheblichen Arbeitsaufwand und können auch wegen der Seltenheit größerer entsprechend lang anhaltender Hochwässer nur vereinzelt durchgeführt werden. Die bisher ausgeführten und in Tabelle 1 zusammengestellten Messungen sind daher nicht sehr zahlreich, lassen aber doch einiges erkennen.

Bei dem Vergleich der Schwemmstoffdichten in den einzelnen Punkten des Flußquerschnittes fällt zunächst der oft bedeutende Größenunterschied auf. In Tabelle 1 sind die größten und kleinsten im Querschnitt während einer Vollmessung festgestellten Schwemmstoffdichten angegeben und hieraus Unterschiede von 50 bis 70 ‰, in einem Einzelfalle (Messung vom 14. Mai 1930) sogar 125 ‰ ersichtlich. Die Schwemmstoffdichte ist also innerhalb eines Querschnittes durchaus nicht gleichmäßig. Ferner sind die Mittelwerte für jede Profillotrecte, die sich nach obigem aus drei Werten zusammensetzen, berechnet und die Größtwerte durch Fettdruck hervorgehoben. Man erkennt, daß im allgemeinen im Stromstrich die größte Schwemmstoffdichte auftritt. Endlich ist auch noch das Mittel der

Tabelle 1. Schwemmstoff-Vollmessungen im Lech bei Füssen.

Datum	Pegel Füssen cm	Wassermenge m³/sek	Schwemmstoffdichte im Flußquerschnitt		Mittlere Schwemmstoffdichte der Profilotrichten			Mittlere Schwemmstoffdichte in der Waagerechten unter Oberfläche		Mittlere Schwemmstoffdichte des ganzen Querschnittes s_m g/m³	Schwemmstoffdichte der Oberfläche im Stromstrich s_o g/m³	$\frac{s_m}{s_o}$
			größte g/m³	kleinste g/m³	I g/m³	II g/m³	III g/m³	m g/m³	g/m³			
12. Juli 1926	155	250	487	333	389	438	—	0,9 1,8	358 435 447	414	384	1,08
11. Juli 1927	167	276	2430	1986	2190	2307	2093	1,0 1,3	2240 2115 2235	2197	2240	0,98
25. August 1927	155	246	1598	1010	1108	1575	1300	1,0 1,8	1207 1362 1414	1328	1530	0,87
19. September 1927	145	220	1509	821	1005	1149	918	1,0 1,8	850 1002 1220	1024	843	1,21
15. Februar 1928	165	270	887	658	743	810	845	1,0 1,8	777 775 846	799	813	0,98
30. August 1928	183	318	3645	2930	3163	3415	3135	1,3 2,5	3113 3395 3223	3244	3380	0,96
7. Juni 1929	185	322	1594	1165	1311	1350	1293	1,3 2,5	1178 1370 1406	1318	1165	1,13
14. Mai 1930	215	400	3510	1555	2533	2175	2063	1,4 2,5	2183 2382 2206	2257	2440	0,92
16. August 1930	197	355	1305	883	1026	1245	1119	1,1 1,7	1058 1093 1238	1130	1170	0,97
											Mittel:	1,01

Schwemmstoffdichten in waagerechter Richtung für verschiedene Tiefen gebildet. Die Unterschiede sind nicht sehr groß, es ist jedoch hier meist eine geringe Zunahme der Schwemmstoffdichte gegen die Sohle hin festzustellen.

Aus dem Gesagten geht hervor, daß es nicht gleichgültig ist, wo die Proben entnommen werden, und daß man nicht ohne weiteres die an einer beliebigen Stelle ermittelte Schwemmstoffdichte als mittlere Schwemmstoffdichte annehmen darf. Zur theoretisch richtigen Ermittlung der mittleren Schwemmstoffdichte eines Querschnittes müßte man diesen entsprechend den Entnahmepunkten der Wasserproben in Zonen einteilen, ferner die jeder Zone zukommende sekundliche Wassermenge mit der zugehörigen Schwemmstoffdichte multiplizieren und diese Produkte über den Querschnitt integrieren, um dann das Mittel zu bilden. Zu diesem Zweck müßte gleichzeitig mit einer Vollmessung eine Wassermessung ausgeführt werden, was aber wegen des großen Arbeitsaufwandes im vorliegenden Falle nicht durchführbar ist. In Bautechn. 1929, Heft 35, wurde nun nachgewiesen, daß am Lech als Annäherung auch das arithmetische Mittel aller Werte eines Querschnittes genügt, weshalb dieses hier auch immer benutzt wird.

Die als arithmetische Mittel berechneten mittleren Schwemmstoffdichten s_m sind in Tabelle 1 den im Stromstrich in der Oberfläche gemessenen Werten s_o gegenübergestellt. Das Verhältnis $\frac{s_m}{s_o}$ gibt dann an, mit welchem Faktor man eine Oberflächenmessung im Stromstrich verbessern müßte, um die mittlere Schwemmstoffdichte zu erhalten. In der letzten Spalte ist dieser Faktor gebildet, und man sieht, daß er von 1 ebensoviel nach oben wie nach unten abweicht und sich als Mittel sogar 1,0 ergibt. Die im Stromstrich an der Oberfläche gemessenen Schwemmstoffdichten dürfen also in dem gewählten Meßquerschnitt am Lech als mittlere Schwemmstoffdichten gelten. Aus der großen Verschiedenheit der Einzelwerte im Querschnitt folgt aber, daß dieses Ergebnis ein rein zufälliges ist und nicht für andere Stellen des Flusses oder andere Flüsse verallgemeinert werden darf.

Lech-Schwemmstoffführung 1924 bis 1930.

Die Schwemmstoffführung des Lech wird seit 1924 verfolgt, und bis 1930 liegen die Ausarbeitungen vor. In diesem Zeitraum

wurden 1432 Wasserproben aus der Oberfläche im Stromstrich entnommen, aus ihnen in der oben angedeuteten Weise die Schwemmstoffführung berechnet und zusammenhängend zeichnerisch dargestellt. Die Abb. 2a bis f geben

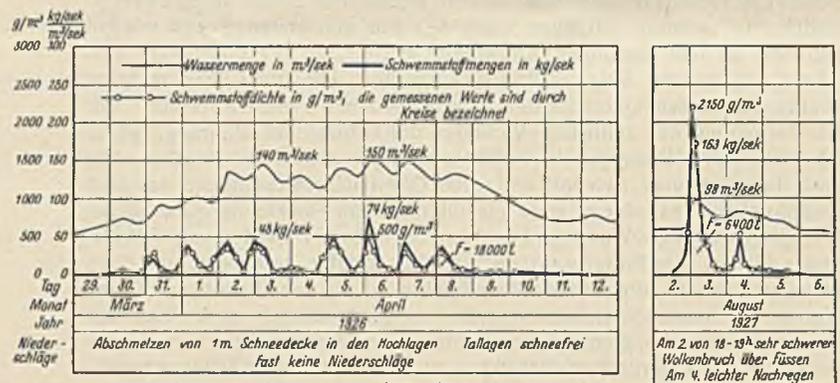


Abb. 2a.

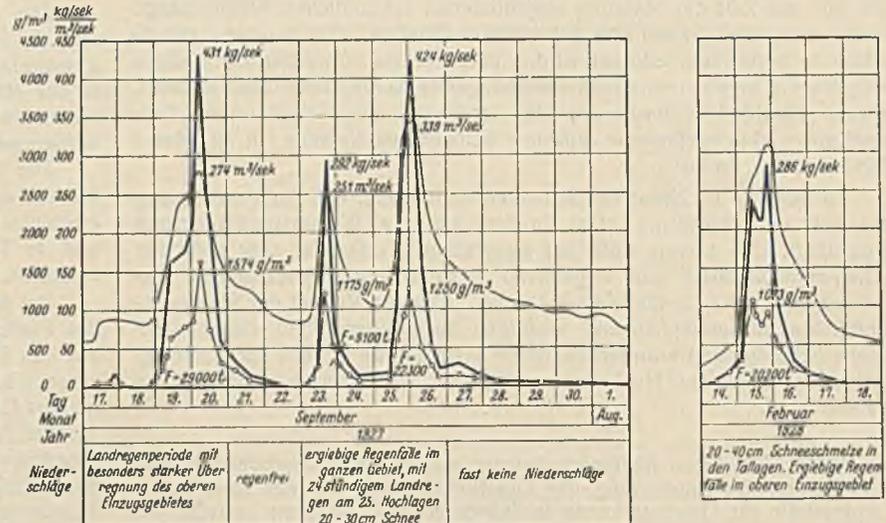


Abb. 2b.

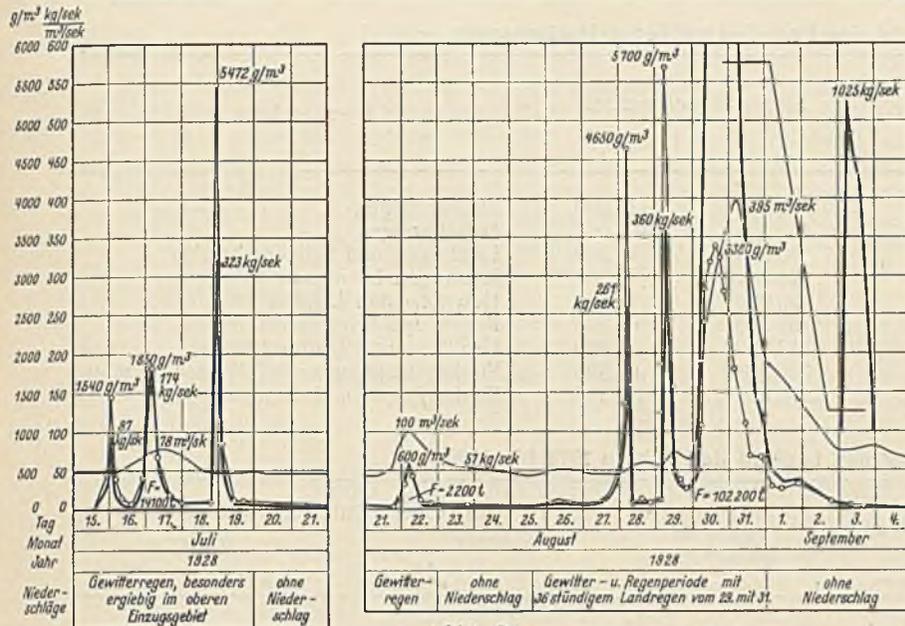


Abb. 2c.

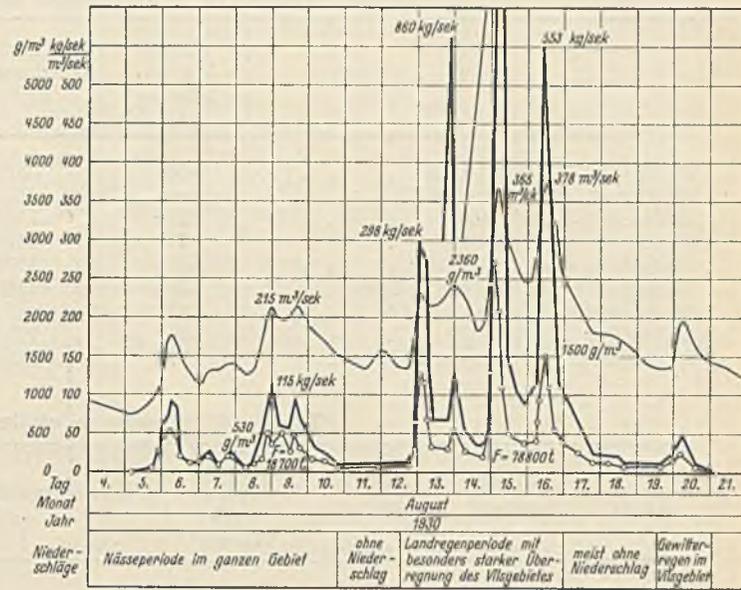


Abb. 2f.

Abb. 2a bis f. Ganglinien von Wassermengen, Schwemmstoffdichten und Schwemmstoffmengen des Lech bei Füssen.

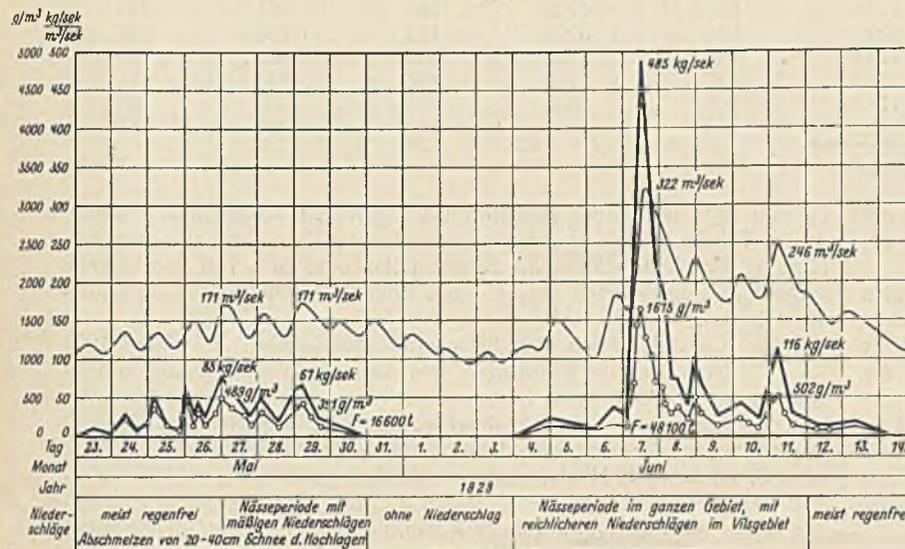


Abb. 2d.

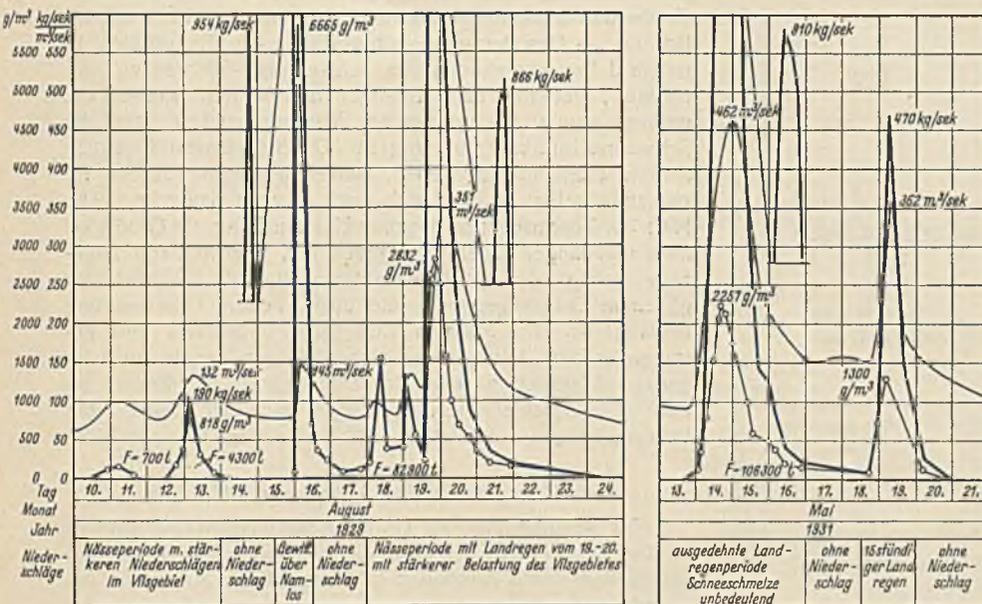


Abb. 2e.

einige bemerkenswerte Ausschnitte daraus wieder. Es ist die Ganglinie der Wassermengen aufgezeichnet, dann der Verlauf der Schwemmstoffdichten mit den jeweils durch Messungen gewonnenen Punkten und die durch Multiplikation mit der gleichzeitigen Wassermenge berechnete sekundliche Schwemmstoffführung. Die während einer Anschwellung durch den Meßquerschnitt gelaufene Gesamtschwemmstoffmenge, die der von der Linie der Schwemmstoffführung umschriebenen Fläche entspricht,

ist in t eingeschrieben. Ferner sind noch die meteorologischen Ursachen der Anschwellungen angegeben, soweit sie aus den Aufzeichnungen der Regenbeobachtungsstationen bekanntgeworden sind.

Aus den Schaubildern erkennt man als Haupteigenschaft der Schwemmstoffführung ihre Zufälligkeit, da die Schwemmstoffdichte nicht gesetzmäßig von der Größe der Wassermenge abhängt. Gleiche Wassermengen können durchaus verschiedenen Schwemmstoffdichten entsprechen, manchmal sind sogar bei kleinen Anschwellungen besonders hohe Schwemmstoffdichten zu finden, z. B. am 18. Juli 1928 und am 16. August 1929. Die Erklärung liegt in der Art und dem Ort der Hauptniederschläge. Niederschläge in dem mit einer geschlossenen Vegetationsdecke überzogenen und wenig stellen, daher standfesteren Alpenvorland werden weniger abschwemmen können als jene in den nackten Hochregionen, aus denen die Wassermassen in steilem Gefälle zu Tal stürzen, dabei Geschiebe und Schlamm erzeugend. Besonders auffallend wird die Ungesetzmäßigkeit dann, wenn über einem mit Schuttalagerungen angereicherten Gebiete ein örtlich eng begrenzter Wolkenbruch niedergeht, dessen Abfluß die Wasserführung des Hauptflusses nicht wesentlich erhöht, wie z. B. am 3. August 1927, 18. Juli 1928 und 28. August 1928, wo die Schwemmstoffdichte ganz plötzlich hoch ansteigt und ebenso rasch wieder abfällt. Sehr wesentlich ist auch, ob sich die Anschwellungen mehr oder weniger rasch folgen. Die nachfolgenden Anschwellungen haben meist eine geringere Schwemmstoffdichte zur Folge als die vorausgehenden, da diese den größeren Teil der leichten Ablagerungen bereits abgeschwemmt haben, wie die Anschwellungen vom 15. und 16. August 1930 deutlich zeigen. Ähnlich ist auch die Erscheinung des Vorausstellens der Spitze der Schwemmstoffdichte gegenüber der Hochwasserspitze zu erklären, wie dies bei den Anschwellungen vom Februar und August 1928, Juni 1929 und Mai 1930 hervortritt. Es ist dies sicher bei jeder Anschwellung der Fall, nur ist bei den kurzen Anschwellungen der Zeitunterschied zu klein, um aus den in gewissen Zeitabständen entnommenen Wasserproben den genauen Zeitpunkt der Spitze immer erkennen zu können. Gleichmäßiger als diese dem Fluß zugeführten oder von Uferabbrüchen herrührenden Schwemmstoffmengen sind die im Flusse selbst durch den Abrieb der Geschiebe während des Geschiebeganges erzeugten Mengen, die aber nur einen geringen Teil der Gesamtmenge ausmachen und daher die unregelmäßige Schwemmstoffzufuhr nicht merklich ausgleichen können. Die geringste Ergiebigkeit bringt die Schneeschmelze der Hochlagen im Frühjahr (vgl. März/April 1926 und Mai 1929). Die Schwemmstoffdichte ändert sich hier ziemlich regelmäßig mit dem täglichen An- und Abschwellen der Wasserführung infolge der Erwärmung bei Tage

Tabelle 2. Schwemmstoffführung des Lech bei größeren Hochwässern.

Zeit	Größte Wasserführung m³/sek	Größte Schwemmstoffdichte g/m³	Schwemmstoffmengen		Bemerkung
			t	m³	
29. Juli bis 2. August 1924	480	5520	177 600	111 000	Starker Regen
25. August bis 29. August 1925	445	4720	166 500	104 000	Gewitterregen
26. Mai bis 3. Juni 1926	325	1100	78 200	48 800	Landregen und Schneeschmelze
10. Juli bis 14. Juli 1927	309	2320	78 900	49 300	Landregen im oberen Lechgebiete
14. Februar bis 17. Februar 1928	311	1073	20 200	12 600	Gewitter- und Landregen
25. August bis 5. September 1928	395	2380	102 200	63 900	Regen und Schneeschmelze
16. August bis 22. August 1929	351	2832	82 900	51 800	Gewitter- und Landregen
13. Mai bis 23. Mai 1930	462	2257	106 300	66 500	Starker Landregen und Schneeschmelze
12. August bis 21. August 1930	378	2360	78 800	49 200	Starke Regen und Gewitter

Tabelle 3. Schwemmstoffführung des Lech in den Jahren 1924 bis 1930.

Jahr	Jahresabfluß Mill. m³	Mittlerer Abfluß m³/sek	Tage mit Schwemmstoffführung	Schwemmstoffmengen		Schwemmstoffdichte im Jahresmittel g/m³	Größte Schwemmstoffdichte im			
				1000 t	1000 m³		Sommer	Winter		
							g/m³	bei m³/sek	g/m³	bei m³/sek
1924	2334	74	142	581,6	363,5	249	5520	480	—	—
1925	1645	52	89	273,4	170,9	166	4720	445	261	144
1926	2391	76	130	367,2	229,5	154	3228	197	600	197
1927	2188	69	139	351,7	219,8	161	2320	309	—	—
1928	1675	53	124	245,1	153,2	146	5700	395	1073	311
1929	1764	56	96	190,8	119,3	108	6665	351	300	65
1930	2186	69	113	393,0	245,6	180	7930	158	896	287
			Summe:	2402,8	1501,8					

und der Abkühlung bei Nacht, ohne besonders groß zu werden, da die Schmelzwässer allmählich und daher ohne besondere Kraftentfaltung abfließen.

Nach Gewitterregen kann die Schwemmstoffdichte außerordentlich groß sein, die kurze Dauer der Wasseranschwellung und ihre meist nicht große Höhe läßt jedoch die durchgeflossene Gesamtmenge nicht sehr bedeutend werden. Am ergiebigsten sind die Landregenperioden, die sich über das ganze Einzugsgebiet erstrecken und ausgesprochene Hochwasserlagen schaffen. Sie sind für die Schwemmstoffführung des Jahres ausschlaggebend. In Tabelle 2 sind die bedeutendsten Hochwässer und die von ihnen abgeführten Schwemmstoffmengen zusammengestellt. Daß auch die Jahreszeit von Einfluß ist, zeigt das Winterhochwasser vom

Februar 1928 mit seiner verhältnismäßig geringen Schwemmstoffführung, da im Winter in den Hochlagen, den Hauptquellen der Schwemmstoffführung, die Niederschläge als Schnee fallen oder zum Teil vom Schnee aufgesaugt werden, auch der gefrorene Boden der Abschwemmung Widerstand leistet.

Das Gesamtergebnis der Schwemmstoffmessungen der Jahre 1924 bis 1930 ist in Tabelle 3 enthalten und hier zur Wasserführung in Vergleich gesetzt. Auch diese Zusammenstellung zeigt die große Unstetigkeit der Schwemmstoffführung, denn während die abgeflossenen Gesamtwassermengen der einzelnen Jahre kaum 50 % voneinander abweichen, ist z. B. im Jahre 1924 eine mehr als dreifach größere Masse Schwemmstoff abgeflossen. Ebenso wenig zeigen die aus absoluter Schwemmstoffmenge und absoluter Wassermenge berechneten Jahresmittel der Schwemmstoffdichte eine Gleichmäßigkeit. Auch die Anzahl der Tage mit Schwemmstoffführung, die sich durch Wassertrübung kennzeichnen, geben keinen Maßstab für die Größe der Schwemmstoffführung, wie aus Tabelle 3 ersichtlich ist. — Den letzten Spalten sind noch die größten in jedem Jahre vorgekommenen Schwemmstoffdichten zu entnehmen, getrennt nach Sommer und Winter, woraus die untergeordnete Bedeutung der Winterhochwässer für die Schwemmstoffführung hervorgeht. Die Schwemmstoffmengen sind in t und m³ angegeben, wobei das Raumgewicht 1,6 zugrunde gelegt ist, das sich nach der in Bautechn. 1929, Heft 38, beschriebenen genauen Untersuchung als Größtwert nach sehr langer Lagerung ergeben hat. Bei kürzerer Lagerung beträgt das Raumgewicht nur 1,1 bis 1,35, wie an gleichem Orte angegeben und durch neuere Untersuchung bestätigt ist. Die Mengen sind recht bedeutend und betragen in dem betrachteten siebenjährigen Zeitabschnitt im ganzen 1 500 000 m³ oder im Durchschnitt 215 000 m³ im Jahr. Die Geschiebeführung dagegen wird nach eingehenden Untersuchungen auf 80 000 bis 100 000 m³ im Jahr geschätzt.

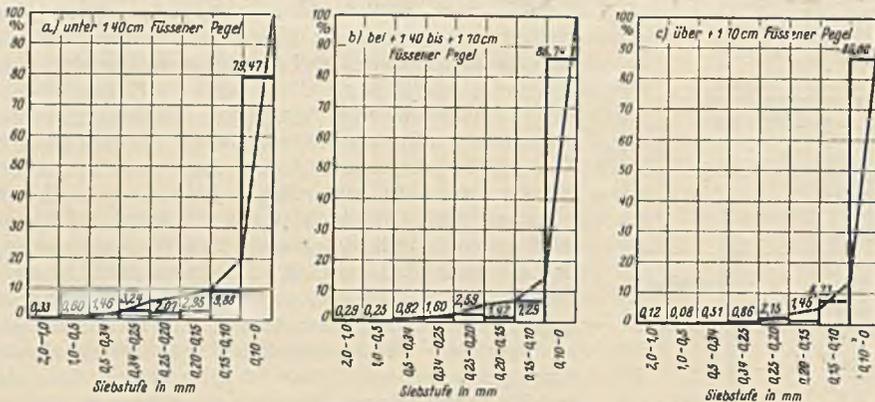


Abb. 3. Schwemmstoffzusammensetzung an der Wasseroberfläche nach Siebproben vom Jahre 1927.

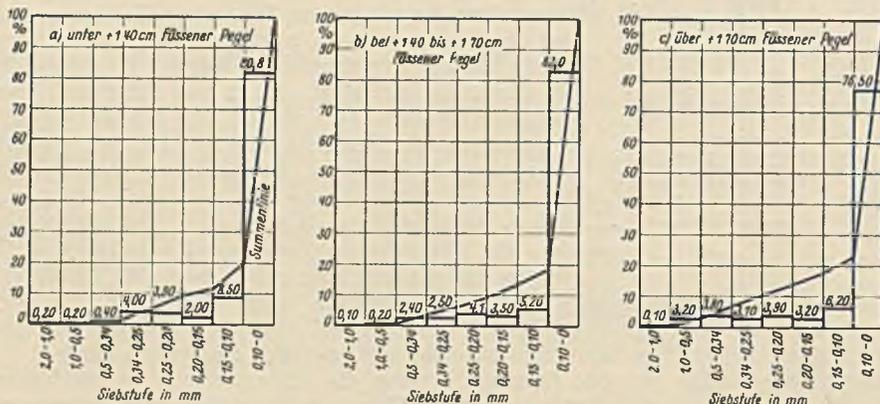


Abb. 4. Schwemmstoffzusammensetzung an der Wasseroberfläche nach Siebproben vom Jahre 1928.

Korngrößen der Schwemmstoffe.

Zur Bestimmung der Größenzusammensetzung wurden in den Jahren 1926 bis 1928 die aufgefangenen Schwemmstoffproben durch Aussieben in verschiedene Siebstufen getrennt. Hierzu wird ein Siebsatz mit steigender Feinheit der Maschen von folgenden Maschenweiten verwendet: 2,0, 1,0, 0,5, 0,34, 0,25, 0,20, 0,15, 0,10 mm. Die Schwemmstoffproben aus der Oberfläche unter 140 cm Füssener Pegel, zwischen 140 und 170 cm F. P. und über 140 cm F. P. wurden je für sich gesammelt und untersucht, ebenso die aus verschiedener Tiefe bei den Vollmessungen erhaltenen Schwemmstoffe. Bei der ersteren Gruppe sind immer eine größere Anzahl Proben zusammengenommen, die Ergebnisse sind innerhalb der Pegelintervalle also Mittelwerte,

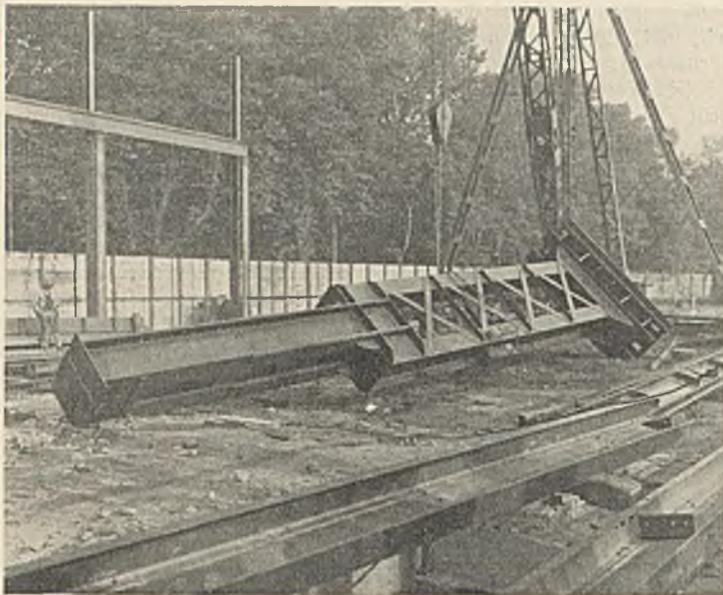


Abb. 16. Mittelstütze.

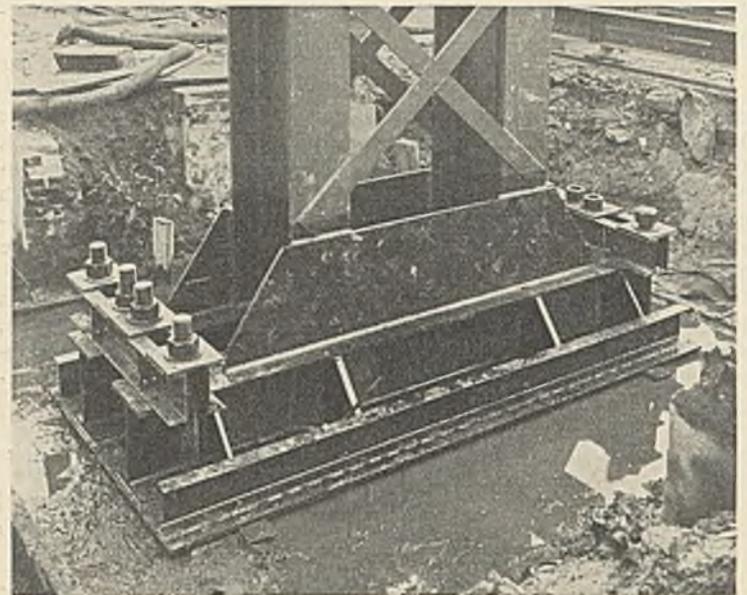


Abb. 17. Fuß der Mittelstütze.

Die Spannungen werden daher

$$\text{bei Vollast} \quad \frac{1,108 \cdot 229\,400}{526} = \frac{10\,110\,000}{10\,200} = 1470 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{bei einseitiger Last} \quad \frac{1,108 \cdot 198\,400}{526} = \frac{11\,160\,000}{10\,200} = 1510 \text{ kg/cm}^2.$$

Dagegen sind die zulässigen Beanspruchungen

$$\text{bei Vollast 1600} \quad \frac{480}{7} = 1531 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{bei einseitiger Last 1600} \quad \frac{420}{7} = 1540 \text{ kg/cm}^2.$$

Für den unteren Stützteil kommen als ungünstigste die folgenden vier Belastungsfälle in Betracht (vgl. Abb. 14 u. 15):

Fall I: Volle Dachlast mit Winddruck und vollbelastete Krane in symmetrischer Stellung zur Stütze. Alle Katzen stehen an der Mittelstütze.

Fall II: Volle Dachlast mit Winddruck und vollbelastete Krane. Die Katzen stehen paarweise an der Mittelstütze und an der Außenwand.

Fall III: Volle Dachlast mit Winddruck und vollbelastete Krane auf einer Seite. Die Kranbahn der anderen Seite ist unbelastet.

Fall IV: Belastung nur aus Eigengewicht und Wind. Alle Kranbahnen sind unbelastet.

In nachstehenden Tabellen sind die Belastungen, die in ihren Größt-werten am unteren Ende der Kranstiele auftreten, zusammengestellt, während die in der Mitte der Stielhöhe wirkenden Kräfte nur vergleichsweise in ihrer Summe eingetragen sind (vgl. Abb. 14).

Belastungen im untersten Felde des Kranstiels S_1 (Ostseite).

Werte in t.

Belastungen		Fall I	Fall II	Fall III	Fall IV
Dach	$P_E: 2$	- 38,4	- 38,4	- 38,4	- 38,4
Untersatz	$P_S: 2$	- 22,8	- 22,8	- 22,8	-
Eigengewicht	$P_W: 2$	- 3,4	- 3,4	- 3,4	- 3,4
	$G: 2$	- 5,6	- 5,6	- 5,6	- 5,6
Kran	$P_{K_1}: 2$	- 5,5	- 5,5	- 5,5	-
	$P_{K_2}: 2$	- 21,8	- 10,2	-	-
	P_{K_1}'	- 35,7	- 35,7	- 35,7	- 1,0
Wind	$\frac{H_W \cdot 11,6}{1,2}$	- 278,4	- 278,4	- 278,4	+ 278,4
Exzentrizität	$\frac{E_1 - E_2}{1,2} \cdot 5,5$	+ 16,0	+ 4,6	- 5,5	-
Katzen-bremsen	$K_2 \cdot \frac{6,1}{1,2}$	- 9,2	- 9,2	-	-
	$K_2' \cdot \frac{7,1}{1,2}$	- 18,3	- 18,3	-	-
ΣS_1 unten		- 423,1	- 422,9	- 395,3	+ 230,0
ΣS_1 Mitte		- 331,9	- 331,7	- 317,3	+ 152,0

Belastungen im untersten Felde des Kranstiels S_2 (Westseite),
Werte in t.

Belastungen		Fall I	Fall II	Fall III	Fall IV
Dach	$P_E: 2$	- 38,4	- 38,4	- 38,4	- 38,4
Untersatz	$P_S: 2$	- 22,8	- 22,8	- 22,8	-
Eigengewicht	$P_W: 2$	- 3,4	- 3,4	- 3,4	- 3,4
	$G: 2$	- 5,6	- 5,6	- 5,6	- 5,6
Kran	$P_{K_1}: 2$	- 5,5	- 2,5	-	-
	$P_{K_2}: 2$	- 21,8	- 21,8	- 21,8	-
	P_{K_2}'	- 62,8	- 62,8	- 62,8	- 1,3
Wind	$\frac{H_W \cdot 11,6}{1,2}$	- 278,4	- 278,4	- 278,4	+ 278,4
Exzentrizität	$\frac{E_2 - E_1}{2} \cdot 5,5$	- 16,0	- 19,3	- 21,5	-
Katzen-bremsen	$K_1 \cdot \frac{6,1}{1,2}$	- 2,0	- 2,0	-	-
	$K_1' \cdot \frac{7,1}{1,2}$	- 8,3	- 8,3	-	-
ΣS_2 unten		- 465,0	- 465,3	- 454,7	+ 229,7
ΣS_2 Mitte		- 382,2	- 382,5	- 376,7	+ 151,7

Die größten Spannungen im Kranstiel S_1 treten beim Belastungsfall I auf.

Hier ist vorhanden ein IP 60 mit $F = 289 \text{ cm}^2$, $i_x = 25,0 \text{ cm}$ und $i_y = 7,07 \text{ cm}$.

$$\lambda_x \text{ ist } 750 : 25 = 30 \quad \omega_x = 1,06$$

$$\lambda_y \text{ ist } 140 : 7,07 = 20 \quad \omega_y = 1,02.$$

Daraus folgt eine Spannung von

$$\frac{1,06 \cdot 331\,900}{289} = 1220 \text{ kg/cm}^2.$$

Im untersten Felde wurde das Walzprofil durch eine in der Stegmitte aufgeschweißte Platte von $150 \times 12 \text{ mm}$ verstärkt. Dadurch entsteht $F = 289 + 18 = 307 \text{ cm}^2$, $i_y = 6,88 \text{ cm}$, $\lambda = 140 : 6,88 = 20$, $\omega = 1,02$.

Die Spannung ist

$$1,02 \cdot \frac{423\,100}{307} = 1406 \text{ kg/cm}^2.$$

Im zweituntersten Felde genügt bei einer Belastung von

$$- 423,1 + \frac{423,1 - 331,9}{3,25} \cdot 1,40 = - 423,1 + 39,3 = - 383,8 \text{ t}$$

bereits das IP 60 ohne Verstärkung:

$$1,02 \cdot \frac{383\,800}{289} = 1370 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Stiel S_2 ist etwas höher beansprucht. Hier mußten die beiden untersten Felder durch eine Stegplatte von $340 \times 15 \text{ mm}$ verstärkt werden. Sie erhalten dadurch $F = 289 + 51 = 340 \text{ cm}^2$, womit die Beanspruchung 1400 kg/cm^2 wird. Vom dritten Felde ab genügt dann auch hier das unverstärkte IP 60.

Bei Berücksichtigung des Winddrucks auf die Giebelwände wird die Belastung der Stützen günstiger, da dann der Winddruck auf die Längswände fehlt.

Die Fußplatten der Mittelstützen haben eine Größe von 3100×1500 mm bei 15 mm Dicke. Sie sind durch zwei IP 42½ und durch zwei □ 20 ausgestellt. Alle Teile sind nur durch Schweißnähte verbunden; vgl. Abb. 16 (Mittelstütze vor dem Einbau) und Abb. 17 (Stützenfuß nach dem Einbau). (Hier sind die Muttern der Ankerschraubenbolzen zum Teil noch nicht angezogen.)

Die zur Beurteilung der Grundwerk- und der Ankerbeanspruchung maßgebenden Werte sind nach den oben erläuterten vier Belastungsfällen für Winddruck auf eine Längswand in folgender Tabelle zusammengestellt.

	Fall I	Fall II	Fall III	Fall IV
Senkrechte Lasten ΣP in t	293,4	267,8	247,7	97,1
Momente ΣM in tm	412,6	428,1	425,9	363,1
Beanspruchungen des Grundwerks in kg/cm ²	$-\sigma_P + \sigma_M$ = + 10,87	dsgl. + 12,08	dsgl. + 12,42	dsgl. + 13,04
	$-\sigma_P - \sigma_M$ = - 23,51	dsgl. - 23,60	dsgl. - 23,08	dsgl. - 17,22
Ankerzugkraft	79,9 t	95,1 t	101,1 t	130,7 t
Spannung in kg/cm ²	536	631	666	831

An beiden Schmalseiten der Fußplatte sind je vier Anker von 3" Durchm. mit einem Gesamtkernquerschnitt von 140,6 cm² angeordnet. Die zulässige Betonbeanspruchung sollte 25 kg/cm² nicht überschreiten. Im Falle IV kann auf das Grundwerk eine Zugkraft wirken, die nach Abzug des Grundwerkeigengewichts jeden Pfahl der äußeren Reihe noch mit etwa 10 t angreift. Diese Zugkraft soll durch die Reibung zwischen Rammpfahl und Erdboden aufgenommen werden. Vgl. hierzu die vorstehenden Ausführungen zu Abb. 3.

Beim Winddruck auf die nördliche Giebelwand werden bei der nächsten Mittelstütze die senkrechten Lasten um ein geringes höher, als sie in vorstehender Tabelle angegeben sind. Dafür betragen die Momente aber nur 8 bis 10 % der Tabellenwerte. Die Druckbeanspruchungen sind hier wesentlich geringer, ein Ankerzug tritt nicht auf.

Von Interesse ist noch die Beanspruchung der Schweißnähte an der Fußplatte. (Hierzu vgl. Abb. 18.) Rechnet man zum tragenden Querschnitt die Platte in 1000 mm Breite mit den beiden aufgeschweißten IP 42½, so ergibt sich

$$F = 2 \cdot 212 + 200 = 624 \text{ cm}^2,$$

$$x_u = 200 \cdot 22,25 : 624 = 7,1 \text{ cm},$$

$$J_x = 2 \cdot 69 480 + 424 \cdot 7,1^2 + 200 \cdot 16,15^2 = 138 960 + 21 400 + 46 000 = 212 360 \text{ cm}^4,$$

$$S_x \text{ (s. unten)} = 200 \cdot 16,15 = 3230 \text{ cm}^3.$$

Die Beanspruchung der Schweißnaht ergibt sich aus der Formel

$$\sigma = \frac{e Q S}{J n a}$$

darin ist

- e = Abstand zweier Schnitte = 1 cm
- Q = Querkraft in kg,
- S = Statisches Moment des anzuschließenden Querschnittes,
- J = Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts,
- n = Anzahl der Nähte,
- a = Nahtdicke in cm.

Nach dem in Abb. 18 angegebenen ungünstigsten Querkraftdiagramm zu Fall I und Fall IV der vorstehenden Tabelle entstehen für die angegebenen Nahtdicken folgende Beanspruchungen:

bei der 7-mm-Naht

$$\sigma = \frac{1 \cdot 130 700 \cdot 3230}{212 360 \cdot 4 \cdot 0,7} = 720 \text{ kg/cm}^2,$$

bei der 12-mm-Naht

$$\sigma = \frac{1 \cdot 229 000 \cdot 3230}{212 360 \cdot 4 \cdot 1,2} = 760 \text{ kg/cm}^2,$$

bei der 10-mm-Naht

$$\sigma = \frac{1 \cdot 173 000 \cdot 3230}{212 360 \cdot 4 \cdot 1,0} = 660 \text{ kg/cm}^2.$$

Verschiedene Angaben.

Die gesamten Schweißarbeiten wurden mittels Gleichstromschweißmaschinen unter Verwendung von Elektroden von 4 mm Mindeststärke der Vereinigten Stahlwerke ausgeführt.

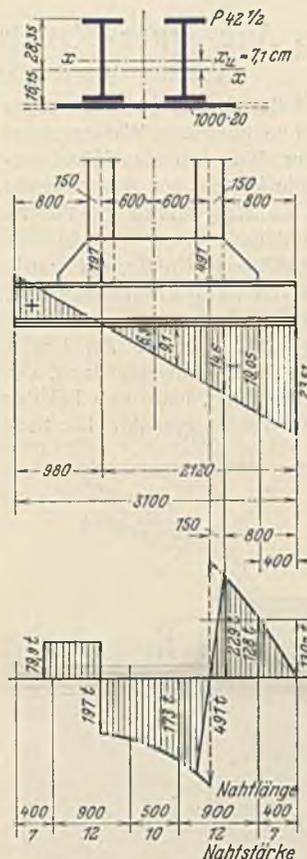


Abb. 18. Schweißnahtberechnung der Fußplatte.

Das Abrechnungsgewicht der Stahlkonstruktion betrug 473 423 kg, davon in St 37 340 307 kg, in St 52 133 116 kg.

Bei dem Gesamtgewicht ist zu beachten, daß der stehengebliebene Teil der alten Ostwand nur kurze Wandstützen erhalten hat, und daß im übrigen alle Stützen in den Außenwänden voll eingemauert worden sind, wodurch erst ihre Knicksicherheit bei Vollbelastung erreicht worden ist.

Abb. 19 zeigt die Halle nach ihrer Fertigstellung und Inbetriebnahme. Auffallend sind die großen Glasdachflächen von rd. 2400 m², die — zusammen mit rd. 900 m² Wandfensterflächen — allen Arbeitsplätzen eine vorzügliche Helligkeit verleihen. Die Sprossen und Deckschienen der Oberlichter bestehen im ersten Bauabschnitt (rd. 1000 m²) aus elektrolytisch verbleiten Stahlwalzprofilen, im zweiten Abschnitt (rd. 1400 m²) aus gepreßten Deltametallprofilen.

Die Bimsbetonkassettenplatten der Dachdecke haben bei 3 cm Platten- und 8 cm Stegdicke ein Eigengewicht von nur 55 kg/m² bei Stützweiten bis zu 2,52 m. Die Dachfläche ist der Länge nach in drei Felder aufgeteilt, deren Fugen durch Kupferblech abgedeckt sind. Die Eindeckung besteht aus einer Lage Teerpappe und einer Decklage teerfreier Pappe. Der Fußbodenbelag besteht dort, wo alter Unterbeton vorhanden war, (rd. 1800 m²) aus gepreßten Asphaltplatten von 5 cm Dicke, im übrigen (rd. 800 m²) aus 10 cm hohem Buchenholzklotzpfaster auf 20 cm dickem Unterbeton bzw. (rd. 1200 m²) solchem Pflaster auf 30 cm dickem Unterbeton mit einer Einlage aus geschweißtem Stahldrahtgeflecht; letzteres an den Stellen der hohen Beanspruchung von 10 t/m² durch Panzerplatten. Rd. 1800 m² sind also durch Maschinengrundwerke und Kanäle belegt. Die Schiffbauhalle hat bei rd. 10 m Trauf-, 15 m Giebel- und 17,5 m äußerster Firsthöhe einen Gesamthalt von rd. 76000 m³. Dieser Raum wird erwärmt durch Hochdruckdampf von 10 bis 12 atü, und zwar mit Heizrohren von 180 m² Heizfläche an den Außenwänden und sechs Einzelluftheizapparaten von je 91 000 kcal stündl. Wärmeleistung nach dem System Junkers-Dessau. Die Gesamtheizung soll der Halle bei ungünstigsten Verhältnissen einen Wärmeanstieg um 15° C verleihen, d. h. bei - 10° Außentemperatur eine Innenwärme von + 5°, eine Leistung, die nach den Erfahrungen dieses Winters voll erreicht wird. — Die Eisenkonstruktion ist hergestellt in dem Benrather Werk der Firma Flender-AG für Eisen-, Brücken- und Schiffbau. Mit diesem, seinem ersten größeren geschweißten Stahlbauwerk hat diese alte Eisenbauwerkstätte wiederum einen Beweis ihres hohen Könnens erbracht. Die Montagearbeiten sind von der Firma im Sommer 1931 innerhalb von zehn Wochen durchgeführt worden.



Abb. 19. Fertigt Halle. Blick nach Norden.

Der Düker des Aue-Oker-Kanals in km 42,583 des Mittellandkanals.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Maaske, Braunschweig.

Der Mittellandkanal kreuzt in km 42,548 den Aue-Oker-Kanal, einen Wasserlauf, dessen Sohle an der Kreuzungsstelle über dem Wasserspiegel des Mittellandkanals liegt. Das Aue-Oker-Kanal-Wasser in den Mittellandkanal zu leiten, kam nicht in Frage, da die Unterlieger Anspruch auf seine Weiterleitung haben. Außerdem war die Wasserführung dafür zu groß. Es mußte daher ein Düker gebaut werden.

Der Düker kreuzt den Kanal bei km 42,583 rechtwinklig. Er wurde erbaut, als der Kanal an der Baustelle bereits fertig ausgehoben war. Bis zur Inbetriebnahme des Dükers konnte das Bachwasser auf einem stehengelassenen Erdkern in seinem alten Bett, das nur am Unterhaupt verlegt zu werden brauchte, abfließen. Der Grundwasserstand, der vor Beginn des Kanalbaues auf etwa NN + 66 m lag, hatte sich bei der Ausbaggerung des Kanalbettes etwa bis zur Kanalsohle gesenkt. Die Bau-

Schleuderbeton-Rohren. Zwei dieser Rohre haben einen lichten Durchmesser von 1,46 m mit zusammen 3,35 m², das dritte nur 0,96 m Durchm. mit 0,72 m², alle drei Rohre zusammen also 4,07 m² Durchflußquerschnitt. Die allgemeine Anordnung des Bauwerks ist aus Abb. 2 ersichtlich.

Die Unterteilung des Dükerquerschnitts in drei Rohre war erwünscht wegen der Abführung von Abwässerschlämme der Zuckerfabriken in den Aue-Oker-Kanal. Durch Anordnung einer Trennungswand zwischen dem Einlauf des kleinen Rohres und dem der beiden größeren wird das Niedrig- und Mittelwasser in dem kleinen Rohr zusammengehalten; das Rohr kann sich also bei Mittelwasser selbst freispülen, falls es bei kleiner Wasserführung zur Ablagerung von Abwässerschlämme kommen sollte.

Die Rohre setzen sich aus einzelnen Stücken zusammen, die aus Herstellungsgründen höchstens 5 m lang sind. Zwischen diesen geraden Stücken sind für die Rohrknick besondere Formstücke eingefügt. Am Sohlenknick der Auslaufseite an der tiefsten Stelle des Rohrstranges liegt ein Paßstück. In die Häupter sind nur kurze Rohrstücke eingeführt, um kurz hinter den Häuptern eine Bewegungsfuge zu schaffen. Diese Stücke

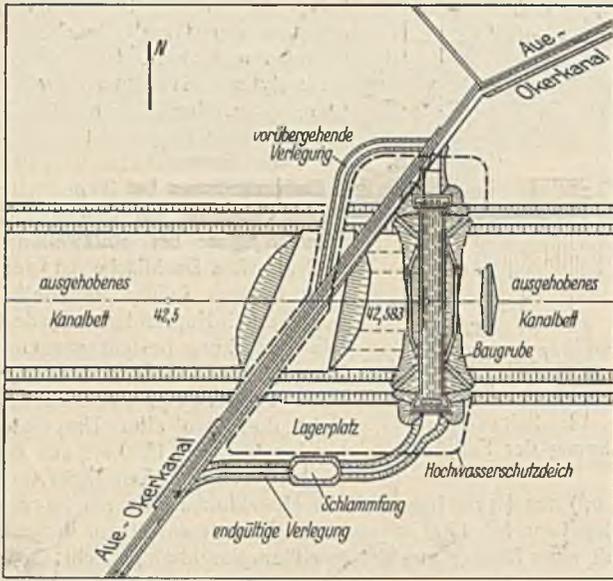


Abb. 1.

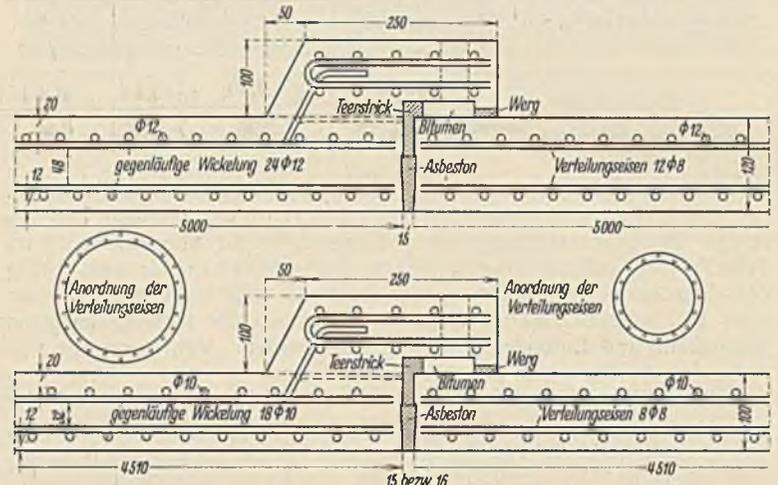


Abb. 3.

ausführung begann mit dem Einbau einer Grundwassersenkungsanlage, in deren Schutz die Baugrube ausgehoben und die den Düker umschließende Spundwand gerammt werden konnte (Abb. 1). Für den Düker war bei einer Höchstwassermenge von 8 m³/sek ein Durchflußquerschnitt von 4 m² erforderlich. Der Rohrkörper des Dükers besteht aus drei nebeneinander auf gleicher Sohle mit einem Lichtabstand von 46 bzw. 48 cm liegenden

binden ungefähr bis zur Mitte in die Häupter ein. Die Einlauföffnungen im Beton des Oberhauptes sind ausgerundet worden.

Die Rohre haben eine Wanddicke von 10 cm bei 0,96 m und 12 cm bei 1,46 m lichten Durchmesser und eine innere und eine äußere gegenläufig gewickelte Spiralbewehrung. Die Betondeckung der Eiseneinlagen beträgt innen 12 mm und außen 20 mm. Da der im Schleuderverfahren

hergestellte Beton wesentlich dichter ist als jeder andere, wird die Betondeckung der Eisen ohne Gefährdung der Lebensdauer gewöhnlich sonst noch geringer gehalten. Sie ist hier lediglich des aggressiven Grundwassers wegen erhöht. Da die Rohre an der Innenseite eine wasserdichte Schicht von fast reinem Zement haben, die an sich dem Wasser so gut wie jeden Zutritt zu den Eiseneinlagen verwehrt und außerdem ein doppelter Inertolüberzug hergestellt ist, erscheint bei der gewählten Betondeckung der Eisen die Gefahr eines Angriffs schädlicher Bodenwässer sehr stark vermindert. Den ersten Inertolüberzug erhielten die Rohre bereits in der Fabrik, der zweite Anstrich ist erst nach dem Verlegen aufgebracht worden, wobei die durch den Transport und das Verlegen entstandenen Beschädigungen des ersten Überzuges überstrichen werden konnten.

Die einzelnen Rohrstücke sind durch Muffen miteinander wasserdicht verbunden. Die Muffenden der Rohrstücke liegen, der Neigung der Dükerrohre ent-

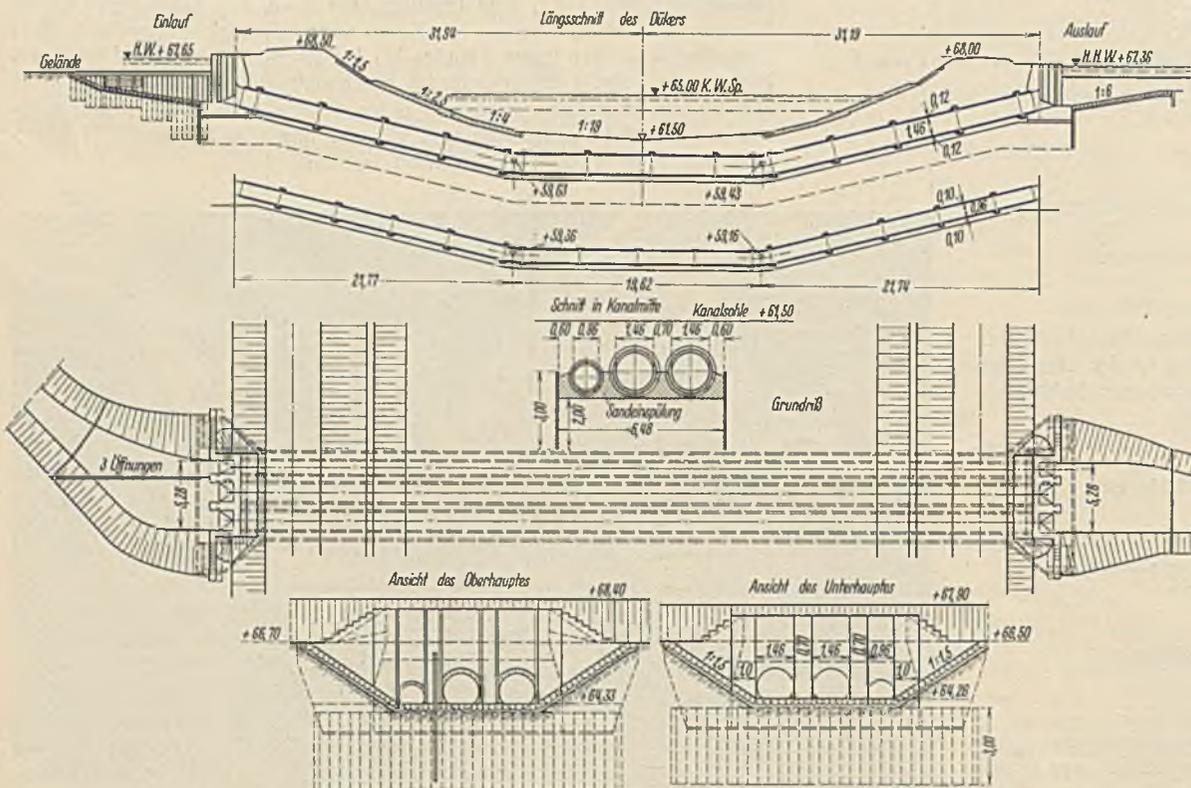


Abb. 2.

sprechend, am höheren Ende. Das Paßstück an der tiefsten Stelle des Rohrstranges hat zwei Muffen. Die einzelnen Rohrstücke ließen sich dann vom Paßstück aus beginnend leicht einbringen.

Die Muffen wurden zur Hauptsache von innen her gedichtet. Dabei können die Muffen später bei leergemühtem Düker nachgedichtet werden.

Die Dichtung ist gemäß Abb. 3 in folgender Weise hergestellt worden.

Der Muffenschwanz wurde in die Muffe so weit eingeschoben, daß zwischen den Stirnflächen der Rohre ein Spielraum von 15 mm verblieb. Sodann wurden in die Fugen zwischen den Rohrstirnwänden nach Bedarf eine oder zwei Teerstricklagen eingestemmt und außen am Rohr der Muffenraum mit Werg verstemmt. Anschließend wurde der so entstehende Hohlraum der Muffen mit heißem, reinem Naturbitumen, das einen Tropfpunkt von über 50° und einen Erstarrungspunkt von unter 15° hatte, ausgegossen, und zwar durch acht Löcher, die in der Muffe hierzu ausgespart waren. Die acht Löcher waren auf den Umfang gleichmäßig verteilt. Eines der Löcher muß beim Einbringen der Rohre in den Scheitel gedreht werden, um eine volle Füllung der Fugen beim Nachgießen zu ermöglichen. Es sind deshalb acht Löcher ausgespart worden, um das schwierige Drehen der Rohre möglichst zu beschränken. Die Löcher wurden dabei entsprechend dem Ansteigen der Bitumenfüllung nacheinander gesäubert und mit Zement verstrichen, um ein Auslaufen des weichen Bitumens zu verhindern. Das oberste Loch wurde zunächst nur vorläufig geschlossen. Dann wurde die Fuge zwischen den Stirnwänden der Rohre von innen

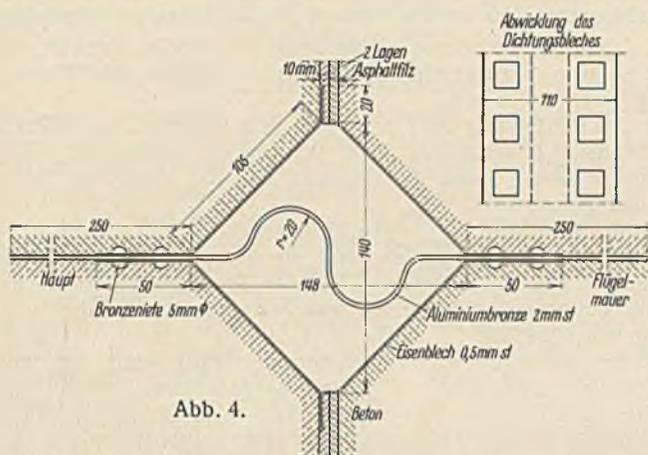


Abb. 4.

her, und zwar etwa ihre äußere Hälfte mit Teerstrick ausgestemmt, wobei das in den Muffenraum eingegossene und inzwischen plastisch fest gewordene Bitumen noch weiter verdichtet wurde. Nachdem dann erst der zweite Anstrich aufgebracht war und die Rohre in der bis zum Kämpfer reichenden Kiessandschicht ihre endgültige Bettung bekommen hatten, wurde die innere Hälfte der Fuge zwischen den Stirnwänden der Rohre, die schwalbenschwanzförmig ausgebildet ist, mit einem Asbestzementgemisch (Asbeston) ausgefüllt. Zum Schluß wurden, wo nötig, die Muffenräume noch mit Bitumen nachgefüllt und zuletzt die obersten Fülllöcher gesäubert und mit Zement verstrichen. Diese Art der Dichtung gewährleistet eine gewisse Beweglichkeit der Rohre gegeneinander infolge der Elastizität des Teerstricks und der Dehnbarkeit des Bitumens. Sollte bei etwa auftretenden größeren Bodensetzungen doch eine Nachdichtung erforderlich werden, so läßt sich diese in einfacher Weise dadurch erreichen, daß nach vorherigem Entfernen des Asbestonringes die Stricklage vom Innern des Rohres her nachgestemmt und daraufhin die Fuge wieder mit dem Asbeston ausgestrichen wird.

Um die planmäßige Lage der Rohre bei ihrem Verlegen zu sichern, wurden vorher Holzschwellen von 18 bis 20 cm Dicke derart verlegt und eingemessen, daß die Enden der Rohrstücke dort aufliegen konnten. Waren die Rohre fertig verlegt, die Muffen gedichtet und der äußere zweite Anstrich aufgebracht, so wurde unter gleichzeitiger allmählicher Wegnahme der Schwellen die bis zur Kämpferhöhe reichende Kiessandschicht mit fließendem Wasser eingespült.

Die Häupter erhielten zwischen den einzelnen Rohroffnungen Trennwände, deren Köpfe gegen den Strom abgerundet wurden. Die Wände sind mit Führungsnuten für Dammbalkenverschlüsse und mit Leiternischen versehen. Dammbalken sind nur für das Niedrigwasser- und nur für ein Hochwasserrohr beschafft worden. Zwischen dem Dammbalkenschlitz und den Stirnwänden der Häupter ist so viel Platz gelassen, daß sich eine brauchbare Arbeitsöffnung für Ausbesserungen und Reinigungen an den Dükerrohren ergibt.

Die Flügelmauern beider Häupter sind vom Haupt durch Fugen, deren Ausbildung in Abb. 4 dargestellt ist, getrennt.

Um die Häupter herum und beiderseits des Dükerkörpers wurde eine Spundwand geschlagen, die bis 2 m unter Gründungssohle hinabreicht, um Unterspülungen und etwaiges seitliches Ausweichen des tonigen Feinsandes unter der Gründungssohle zu verhindern.

Die Trennungswand am Einlauf zwischen Niedrigwasser- und Hochwasserrohren besteht aus Larssen-Spundbohlen Profil 1a. Sie liegt geradlinig in der Verlängerung der Trennwand zwischen dem NW- und dem anschließenden HW-Rohr. Die Krone des Wehres liegt auf Ord. + 66,30 m NN, d. h. ≈ 80 cm über Bachsohle, 0,2 bis 0,4 m unter Uferkante; vorzeitige Ausuferungen des Aue-Oker-Kanals infolge Dükerstaues werden also durch Überströmen des Wehres vermieden. Der Anschluß des Wehres an die Trennwand des Hauptes geschieht der Dehnung halber mittels eines Schleppbleches, das einerseits mit der Spundwand vernietet ist und andererseits im Kopfe der Trennwand in einen Schlitz eingreift, in dem es die nötige Bewegungsfreiheit hat.

Das Wehr hat drei in der Regel durch Stegzementdielen verschlossene Öffnungen. Sie sollen außer bei Instandsetzung des NW-Rohres nur zur Aufrischung des hinter dem Wehr stehenden Wassers vorübergehend geöffnet werden.

Um den bereits erwähnten Abwässerschleim nach Möglichkeit ganz vom Düker fernzuhalten, ist das verlegte Bett des Aue-Oker-Kanals oberhalb des Dükereinlaufs durch Verbreiterung und Vertiefung als Schlammfang ausgebildet.



Abb. 5. Mittellandkanal. Aue-Okerkanal-Düker.

Die Festigkeitsberechnung der Dükerrohre ist durchgeführt nach der von Regierungsbaumeister a. D. Otto Stoltzenburg, Magdeburg, aufgestellten „Berechnung von Schleuderbetonrohren für Kanaldüker, Durchlässe usw.“¹⁾ Danach sind die ungünstigsten Rohrquerschnitte unter Leinpfad und Kanalsohle untersucht. Die Spannungen wurden bei Annahme eines homogenen Querschnitts und bei Annahme einer gerissenen Zugzone nachgewiesen. Als Höchstspannungen des Schleuderbetons wurden $\sigma_{bd} = 80 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_{bz} = 40 \text{ kg/cm}^2$ und für die Eisenbewehrung $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ festgesetzt. Diese Spannungen werden nicht überschritten.

Vor Baubeginn sind die Untergrundverhältnisse durch sieben Bohrungen ermittelt worden. Als guter Baugrund anzusprechende Schichten liegen mehr oder weniger tief unterhalb der Dükersohle. Diese selbst fällt durchweg in eine Schicht von grauem tonigen Feinsand, der nach dem Urteil des Geologen eine normale Belastung nicht vertrug. Wegen dieser schwierigen Untergrundverhältnisse, die besonders nach dem Einlauf zu vorhanden sind, ist von der Ausführung eines ursprünglich entworfenen Eisenbetonrahmendükers Abstand genommen und statt dessen die Ausführung mit Schleuderbetonrohren gewählt worden. Es wurde dabei vorausgesetzt, daß die Schleuderbetonrohre infolge ihrer verhältnismäßig geringen Wanddicke gegenüber dem Eisenbetonrahmen eine geringere Belastung des Bodens ergaben. Dabei konnte auch die Gründungssohle höher gelegt werden, so daß sie weniger tief in die schon 40 cm unter Gelände beginnende Feinsandschicht zu liegen kommt. Dies erschien wesentlich auch im Hinblick auf den zu erwartenden starken Wasserandrang bei der Absenkung des Grundwasserspiegels für die Herstellung der Baugrube.

Die ungünstigste Bodenbeanspruchung unter den Häuptern ergab sich zu $0,74 \text{ kg/cm}^2$.

Die nach den Berechnungsgrundlagen für kreisrunde Rohre ermittelten Bodenbeanspruchungen erreichen zwar die Größe von $1,88 \text{ kg/cm}^2$ unter dem großen und $1,85 \text{ kg/cm}^2$ unter dem kleinen Rohr, dabei ist jedoch der Bodendruck auf einem Streifen von nur halber Rohrbreite verteilt angenommen worden. Da die Umfassungsspundwand den Boden derart zusammenhält, daß er nicht ausweichen kann, und da die Belastung sich

¹⁾ S. Bautechn. 1932, Heft 31 u. 33.

bald auf die gesamte Fläche innerhalb der Spundwände verteilt, so erschien die errechnete Beanspruchung zulässig, zumal sie bei dieser Druckverteilung nur noch $0,6 \text{ kg/cm}^2$ beträgt.

Da die Untersuchung der Grundwasserproben ergeben hatte, daß das Grundwasser bis zu $20,9 \text{ mg}$ freie Kohlensäure je Liter enthält, ist für den Beton ein kalkarmer Zement—Hochofenzement—mit Traubzusatz gewählt worden. Die untersuchte Probe des Aue-Oker-Kanal-Wassers erwies sich als betonunschädlich. Da dem Aue-Oker-Kanal durch die Aue aber Abwässer von Zuckerfabriken zugeleitet werden, muß damit gerechnet werden, daß durch Zersetzung des mitgeführten Schlammes Schwefelwasserstoff entsteht, der den Beton angreifen kann. Zur Fernhaltung dieses Schlammes ist zwar der Schlammfang vorgesehen. Der Düker hat aber aus diesem Grunde innen einen Schutzanstrich erhalten.

Die technischen Aufgaben eines Aufbauplanes für die deutschen Landstraßen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Artur Speck, Dresden.

I. Der Straßenbau 1925 bis 1932.

Schon seit Jahren steht der Straßenbau im Vordergrund, wenn es sich um Arbeitsbeschaffung handelt. Daß Straßenbau Werte schafft und Kapital spart, ist nicht mehr bestritten. Die Bedeutung guter Straßen für den Verkehr und für die Kraftfahrzeugindustrie unermesslich und für die Förderung der Wirtschaft mittelbar ist ebenfalls erkannt und dadurch die Mittelbeschaffung in Form von Anleihen gegeben.

Schon kurz nach dem geldlichen Zusammenbruch wurde mit der Instandsetzung der Straßen begonnen, und es ist bis zum heutigen Tage in einzelnen Ländern und Provinzen schon ein erheblicher Fortschritt erzielt worden. Vom deutschen Standpunkte gesehen, ist aber eine Einheitlichkeit in den Plänen noch nicht erreicht worden. Die Gelder sind vielfach örtlich verzettelt und wohl auch technisch nicht immer richtig verwendet worden im Bestreben des Technikers, allzu gründlich vorzugehen und zu viel Kleinversuche mit neuen Mitteln zu machen, statt wenige im Großversuch zu erproben. Es hat oft die leitende Hand in der Vielheit der Bauverwaltungen schon in den einzelnen Ländern gefehlt. Für Verkehr und Wirtschaft ist ein gleichmäßiger, selbst mittelmäßiger Zustand des Straßennetzes viel wichtiger als vorzügliche Straßen in ständigem Wechsel mit schlechten. Es wird nun Aufgabe von Verwaltung und Technik sein, hierin Wandel zu schaffen. In diesem Aufsätze sollen nur die technischen Aufgaben eines Straßenaufbauplanes behandelt werden.

II. Allgemeine Instandsetzungsbedingungen.

Die Stärke des Kraftfahrzeugverkehrs liegt in seiner Flächenhaftigkeit. Das Kraftfahrzeug ist im Gegensatz zur Eisenbahn in erster Linie kein Linienverkehrsmittel und auch kein Fernverkehrsmittel, sondern ein Flächenverkehrsmittel, das von seinem Standorte aus in der Lage ist, einen großen Umkreis, ohne an einen Fahrplan und an Haltepunkte gebunden zu sein, in der Regel an einem Tage zu bestreichen. Erst in zweiter Linie wird es als Linienfahrzeug auf große Entfernungen benutzt, da ihm hier, besonders im Lastkraftverkehr, sehr bald die Eisenbahn wirtschaftlich überlegen ist. Bei großen Entfernungen tritt im Personenverkehr auch das Flugzeug als erster Wettbewerber auf den Plan. Der Flächenverkehr verlangt möglichst gute Straßen von Ort zu Ort, der Verkehr zwischen den einzelnen Wirtschaftsgebieten dagegen gute Fernstraßen, die nach einheitlichem Plane zur Verbindung aller Wirtschaftsmittelpunkte des Reiches und der Nachbarstaaten angelegt sein müssen, wie das im Fernstraßennetz des Reiches schon vorgesehen ist.

Da nun der Flächenverkehr der ureigenen Bestimmung des Kraftfahrzeuges entspricht — und damit zugleich auch den Belangen des besonders im Osten noch regen Pferdefuhrwerkverkehrs —, ist die erste, noch vernachlässigte Aufgabe des Aufbaues die Instandsetzung aller dem Kraftverkehr dienenden Straßen. Das sind die Staats- und Provinzialstraßen, die Kreis-, Bezirks- und Gemeindestraßen mit Durchgangsverkehr und schließlich auch als Zubringer die wichtigeren Ortsstraßen.

Die Instandsetzung muß aus wirtschaftlichen Gründen nach der Verkehrsgröße und der Verkehrsbedeutung im großen Verkehrsnetz geschehen. Damit werden von selbst die Hauptstraßen gegenüber den weniger wichtigen Straßen herausgehoben, und der Ausbau des Liniennetzes höherer Ordnung wird selbsttätig gefördert. Neben dieser zweiten Aufgabe, die ebenso dringlich ist wie der Ausbau des Flächennetzes, steht als dritte der Ausbau eines neuen, nur für den Kraftverkehr bestimmten Liniennetzes von kreuzungsfreien Nurautostraßen, für die das in Ordnung gebrachte Netz der bestehenden Landstraßen als Zubringernetz dient.

III. Instandsetzung des gesamten Straßennetzes.

Weiche Aufgaben sind nun zu lösen, um die Straßen instandzusetzen?

Unter Instandsetzung ist zu verstehen die planmäßige Anpassung der Straßen in der Fahrbahndecke, im Querschnitt und Längsschnitt und im

Abb. 5 gibt einen Blick auf die fertig verlegten Schleuderbetonrohre und den fertigen Einlauf. Die Grundwassersenkungsanlage ist sichtbar. Die Rohre liegen bis zum Kämpfer in eingespültem Kiessand.

Die Bauarbeiten wurden Anfang Mai 1931 begonnen und so gefördert, daß der Düker am 13. November 1931 in Betrieb genommen werden konnte. Der Entwurf war nach den von der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg gegebenen Richtlinien beim Kanalbauamt Braunschweig von dem Regierungsbaumeister a. D. Schermer bearbeitet worden. Die Bauleitung hatte der zuständige Streckenbauleiter, Reglerungsbaurat Hampe. Die Bauarbeiten wurden ausgeführt von der Firma Sander & Köhler, Kassel. Die Schleuderbetonrohre lieferte die Firma Dyckerhoff & Widmann, Dresden-Cossebaude. Die Gesamtkosten des Bauwerks betragen 120000 RM.

Grundriß sowie der gesamten Anlage an den Kraftverkehr, seiner Größe und Bedeutung entsprechend. Die Instandsetzung nach einem zeitlich und örtlich geordneten Plane ist dabei eine der Hauptforderungen. Teilstrecken zu verbessern, sollte lieber unterbleiben.

Auf die einzelnen Straßenbauweisen braucht bei der Fülle des darüber vorhandenen Schrifttums und den schon vorliegenden Erfahrungen nicht eingegangen zu werden. Es sei nur folgendes hervorgehoben:

a) 1. Wassergebundene (sandgebundene) Straßendecken müssen auf allen dem Kraftverkehr offenstehenden Straßen und Wegen endgültig verschwinden.

2. Die Behandlung der Oberflächen oder Decklagen mit einem Kleb- oder Bindemittel (Bitumen, Teer, Wasserglas, Zement) darf nur vorgenommen werden, wenn der Unterbau und das Steingerüst noch tragfähig und gesund sind.

3. Wo diese Voraussetzungen nicht gegeben sind, müssen der Unterbau und das Steingerüst erneuert werden. Es sind neue Massenschüttungen und bei stärkerem Verkehr Packlagen einzubauen. Wo letzteres nötig wird, ist die Betonstraße auch schon bei mittlerem Verkehr wirtschaftlich.

4. Bei Neuschüttungen empfiehlt sich auch schon bei mittlerem Verkehr die Verwendung von Binde- und Klebemitteln (Halbbränkungen mit Teer oder Bitumen oder beiden, Teer- und Bitumenmischmakadam und ähnlichen Formen, Zementmakadam usw.) mit Oberflächenbehandlung.

5. Die schweren Decken aller Art, Kleinflaster, Riesenschotter, Teer- und Asphaltbetondecken, Zementbetonstraßen mit und ohne Eiseneinlagen, sollten nur dort angewendet werden, wo es die Schwere und Größe des Verkehrs erfordert oder wo es besondere örtliche Verhältnisse bedingen, wie z. B. bei Ortsdurchfahrten und Stellstrecken.

b) Für den Verkehr ist von großer Bedeutung die Verbreiterung der Straßenkrone, vor allem aber der befestigten Fahrbahn und die Abflachung der meist zu großen Wölbung der Fahrbahn und die Beseitigung der Sommerwege. Die bisher unbefestigten Seitenstreifen sind bis nahe an die Straßenkante mit Grobschlag, bei starkem Verkehr auf Packlage straßenmäßig zu befestigen. Dabei kann die Abflachung der Wölbung mit durchgeführt werden, entweder durch Aufhöhung der seitlichen Teile der Fahrbahn und der Randstreifen, oder auch durch Abtreiben der meist zu stark versteinten Mitte. Fußwege und Radfahrwege sind, wenn irgend möglich, nach außen zu verlegen. Untergeordnete Straßen müssen mindestens 5 m breite befestigte Fahrbahnen erhalten, wichtigere mindestens 6 m. Die Breite von Radfahr- und Fußwegen richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen unter Beachtung der bekannten Richtlinien. Ersatz von niedrigen Obstbäumen durch hochgezogene Wildbäume schafft mehr Verkehrsraum und beseitigt die Verkehrsfahrer beim Ernten der Früchte.

c) Die Ausbildung einseitiger Querneigung in den Krümmungen ist eine der wichtigsten Maßnahmen zugunsten des Schnellverkehrs und muß einheitlich straßenzugweise durchgeführt werden. Auf die Übergänge ist besondere Sorgfalt zu verwenden. Wenn dieser Ausbau nicht planmäßig vorgenommen wird, bedeutet er eine größere Gefahr für den Verkehr, als wenn der alte Zustand beibehalten wird, und ebenso sind schlecht verzogene und falsch angelegte Überhöhungen verkehrsfährlich.

d) Im Grundriß sind zu starke Krümmungen, besonders im Tieflande, im Zuge langer gerader Strecken zu begradigen oder abzuflachen. Wichtig ist, überall gute Sicht zu schaffen durch Abtragung der Böschungen, Durchhiebe durch Wald und Gebüsch, überhaupt durch Beseitigung der Sichthindernisse jeder Art. Zu schmale Brücken und Durchlässe sind auf die Kronenbreite der anliegenden Straßenstrecken zu bringen; nur bei mehr als 30 m langen Brücken ist eine Einengung zulässig, wenn der Anschluß auf mindestens 20 m gut verzogen wird. Auch muß der Wechsel in den Straßenbreiten beseitigt werden. Alle einspringenden Ecken in der Grundrißführung sind geradezulegen.

e) Die Beseitigung der Steilstrecken ist im allgemeinen nicht so dringlich. Es genügt die Abflachung der Kuppen der Sicht wegen. Im Tiefpunkte der Wannen ist die Verbreiterung der Durchlässe (vgl. d) unumgänglich notwendig, weil die Fahrzeuge bei der Talfahrt schon Anlauf für die Bergfahrt nehmen.

f) Besonderes Augenmerk ist auf die Verbesserung der Ortsdurchfahrten zu richten. Einbahnverkehr, Umgehungstraßen sind Mittel dazu, wenn die Verbreiterung durch Beseitigung von Hindernissen, wie von Vorgärten, Bäumen, Häusern, nicht genügt. Die Umgehungstraßen, anfangs von den Gemeinden sehr erstrebt, werden jetzt nur in den äußersten Fällen angewendet, weil kleinere Gemeinden fürchten, vom Verkehr abgeschnitten zu werden. Ergibt sich trotzdem die Notwendigkeit einer Umgehung, so ist für guten Anschluß an die Ortsdurchgangswege zu sorgen.

g) Wo größere Täler zu überschreiten sind, lassen sich stark gekrümmte steile Straßen durch Talbrücken wesentlich verbessern.

h) Schließlich müssen dort, wo alle diese Mittel nicht helfen, neue Straßenzüge gebaut werden. Dabei ist zu erwägen, ob es wirtschaftlich ist, ganz neue Straßen zu bauen oder andere Straßenzüge für den Verkehr zu bestimmen und diese nach Notwendigkeit auszubauen. Neue Straßen erfordern mehr Unterhaltung, weil die alten Straßen meist bestehen bleiben müssen, und nehmen in der Regel wirtschaftlich wertvolles Land weg.

i) Für die gesamte Instandsetzung gilt der Grundsatz der Gleichwertigkeit. Größere Straßenzüge sind in einem Zuge nach gleichen Grundsätzen und in gleicher Güte auszubauen, weil erst dann die Wirtschaft und der Verkehr davon wirklich Vorteil haben.

IV. Ausbau des Fernstraßennetzes.

Wenn diese im vorigen Abschnitt behandelte Instandsetzung mehr oder weniger für alle vom Kraftverkehr benutzten Straßen gilt, so sind doch für die dem großen Durchgangsverkehr und der Verbindung der großen Wirtschaftsgebiete dienenden Fernverkehrsstraßen, kurz Fernstraßen genannt, noch besondere bauliche Maßnahmen erforderlich. Die Breiten, Steigungsverhältnisse, Krümmungsmaße usw. sind durch die zwischen Reich und Ländern vereinbarten Richtlinien festgelegt. Es ist dringend zu empfehlen, die Breite der befestigten Fahrbahn, wo irgend durchführbar, nicht nur auf 6 m, sondern auf 7 bis 8,5 m zu bringen und die Abflachung der Wölbung auf 2% und die einseitige Querneigung in den Krümmungen vordringlich auszuführen, sowie den unter III angegebenen Grundsatz der Gleichmäßigkeit und Planmäßigkeit hier in erster Linie anzuwenden. Die Beseitigung der Bahnkreuzungen in Straßenhöhe ist ein weiteres Ziel, das trotz der hohen Kosten erreicht werden muß; bis dahin ist die Sicherung der Kreuzungen durch Blinklichtanlagen der Anlegung von Schranken vorzuziehen. Neue Straßenbahnen auf Landstraßen sind außerhalb des Straßenkörpers zu legen, vorhandene Linien möglichst aus der Fahrbahn zu entfernen, entweder auf besonderen Bahnkörper zu legen oder durch Omnibusse zu ersetzen. Verkehrstarke Kreuzungen zweier Landstraßen sind entweder durch Ringverkehr oder durch Beseitigung der straßengleichen Kreuzung durch Unter- oder Überführung mit Anschlußrampen verkehrssicher zu machen.

Auch hier gilt das unter IIIh Gesagte; es ist nur hinzuzufügen, daß Fernstraßenstücke, die zwar in die Reichskarte aufgenommen, aber tatsächlich als Durchgangstraßen noch gar nicht vorhanden sind, unverzüglich zu bauen sind, ebenso wie die Lücken im gesamten Fernstraßennetz zu schließen sind.

Bei weiterem Fortschreiten des Ausbaues der schon bestehenden Fernstraßen wird bereits der Ausbau eines erweiterten Fernstraßen-

netzes in Angriff zu nehmen sein, um durchgehende Ost—West—Straßen, Nord—Süd—Straßen mit den entsprechenden Diagonalstraßen zu schaffen. Dabei sind besonders die neuen Siedlungsgebiete im Norden und im Osten anzuschließen.

V. Nurautostraßen.

Schließlich bleibt noch die Frage der Nurautostraßen zu erörtern. Je schneller und je umfassender die Instandsetzung und der Ausbau der bestehenden Straßen und vornehmlich des Fernstraßennetzes (vielfach unrichtig „Automobilstraßen“ genannt) geschieht, um so eher erfüllen sie ihren Zweck als Zubringer für die Nurautostraßen. Wenn das gesamte Fernstraßennetz nach den Grundsätzen unter III und vor allem unter IV Instandgesetzt, ausgebaut und erweitert worden ist, läßt sich die Länge der reinen Nurautofernstraßen wahrscheinlich beschränken, von denen 1000 km nicht unter 300 Mill. RM herzustellen sein werden, ohne daß dadurch andere Straßenzüge in voller Länge entbehrlich würden. Die Erbauung einzelner Nurautostraßen zwischen benachbarten Großstädten oder in stark besiedelten Wirtschaftsgebieten oder zur Verbindung benachbarter Wirtschaftsgebiete kann dabei unabhängig von der allgemeinen Frage eines großen Nurautostraßennetzes betrieben werden, sobald es der Verkehr erfordert, und wird von selbst zur Schaffung einzelner großer zusammenhängender Züge führen.

VI. Kosten.

Die hier angeführten Aufgaben der Instandsetzung und des Ausbaues des deutschen Landstraßennetzes im weitesten Sinne sind so umfassend, daß sie in jeder Größenordnung sofort in Angriff genommen werden können. Die Kosten der gewöhnlichen Instandsetzung werden auf 3 bis 4 Milliarden RM geschätzt. Ähnlich hoch war die Summe, die schon vor sieben Jahren Dr. Brix und ich dem vorläufigen Reichswirtschaftsrat angegeben haben. Die Ausführung des hier geschilderten Gesamtplanes wird voraussichtlich noch wesentlich höher sein. Sobald also die Reichsregierung bekanntgibt, welche Summen jährlich für den Straßenbau zur Verfügung gestellt werden, und unter welchen technischen Bedingungen der Ausbau zu geschehen hat, können die Wegebaupflichtigen aus der Fülle der notwendigen Arbeiten sofort diejenigen herausnehmen, die ohne umfängliche technische Vorarbeiten begonnen werden können. Auf je 100 Mill. RM wird man 30 000 bis 50 000 Arbeiter in einer Bausaison ansetzen können und damit nicht nur die Arbeitslosigkeit erheblich mindern, sondern auch die Bauwirtschaft außerordentlich fördern, als Haupterfolg aber der gesamten Wirtschaft einen gewaltigen Auftrieb verleihen. Voraussetzung für das Gelingen ist aber ein einheitlicher deutscher Plan und eine straffe, möglichst zentralisierte Leitung der Bauten. —

Nachwort.

Während der Drucklegung dieses Aufsatzes wird aus den Tageszeitungen bekannt, daß der Reichsregierung der Plan eines großen, 4800 bis 6000 km langen Nurautostraßennetzes vorgelegt worden ist. Dadurch wird der oben entwickelte Plan des Ausbaues der Landstraßen in den Abschnitten I bis III grundsätzlich nicht beeinflusst, weil die Instandsetzung des bestehenden Netzes als des Zubringernetzes nach wie vor dringend für den Flächenverkehr notwendig bleibt. Nur der erweiterte Ausbau des Fernstraßennetzes unter IV wird dort überflüssig, wo die alten Straßenzüge mit den Kraftwagenbahnen zusammenfallen, und es wird genügen, einen Teil der Fernstraßen lediglich nach den Grundsätzen unter III auszubauen. Auch zeitlich wird sich an dem hier vorgeschlagenen Plan nicht viel ändern, weil der Bau eines großen Nurautostraßennetzes aus technischen Gründen und der Kosten wegen nur langsam vor sich gehen kann, und zwar in der gleichen Richtung, wie unter V am Schluß angedeutet, während die Instandsetzung der bestehenden Straßen überall geschehen muß.

Vermischtes.

Ein Tunnel unter dem Hooghly-Fluß in Kalkutta. Um elektrische Leitungen zwischen dem einen Ufer des Hooghly-Flusses und dem anderen zu verlegen, war es erforderlich, einen Tunnel unter diesem Fluß zu bauen. Indische Arbeiter hatten noch nie bei dem Bau eines Untertunnels mitgewirkt, und aus diesem Umstande ergaben sich gewisse Schwierigkeiten, die nur dadurch beseitigt werden konnten, daß auch europäische Arbeiter zum Bau herangezogen wurden. Der Tunnel führt durch eine Tonschicht, über der Schlamm und Fließsand liegt. Die Schächte, die zu dem Tunnel führen, wurden mit eisernen Tübbings ausgekleidet. Der durchörterte Boden war so wenig tragfähig, daß, als eine Tiefe von 25 m erreicht war, ein 8 m langes Stück der Auskleidung abriß und absackte, so daß ein ringsherum laufender Riß von etwa 50 cm Höhe entstand.

Für den Bau des Tunnels wurde Schildvortrieb gewählt. Der Luftdruck hinter dem Schild stieg bis auf etwas über 3 at. Die Fugen in der Auskleidung des Tunnels und der Schächte wurden mit Bleidraht gedichtet. Man wollte die Dichtung erst dadurch herstellen, daß man an den Stoßstellen künstlich Rost erzeugte, doch wurde dieses Verfahren, wie Engng. 1933 vom 13. Januar berichtet, bald aufgegeben, weil sich herausstellte, daß die dabei verwendeten Chemikalien ein Windkabel zerstörten, was zu einem schweren Unfall führte. Der Raum hinter den Tübbings

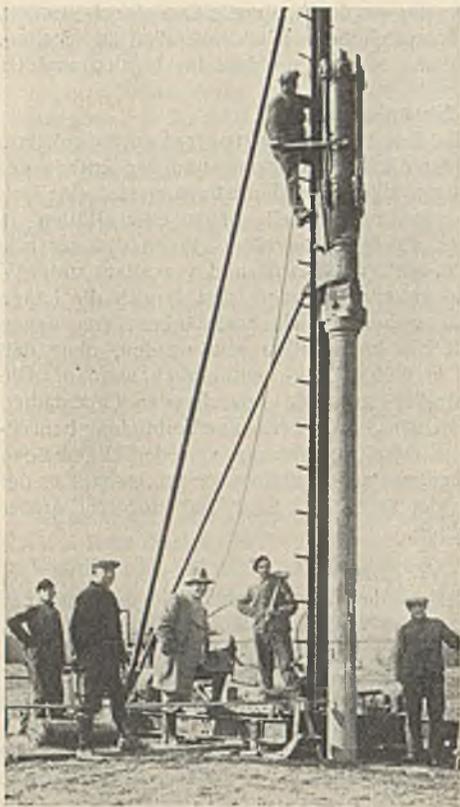
wurde mit dünnflüssigem Kalk- und Zementmörtel ausgefüllt. Die Verwendung von Kalkmörtel hatte den Vorteil, daß die Erwärmung geringer war, als sie bei der Verwendung von Zementmörtel allein aufgetreten wäre.

Druckluft-Erkrankungen unter den Arbeitern im Tunnel kamen namentlich bei feuchtem Wetter vor, durch das auch sonst die Leistungsfähigkeit der eingeborenen Arbeiter beeinträchtigt wurde. Man erkannte daran, aber augenscheinlich zu spät, daß es vorteilhaft gewesen wäre, die Druckluft zu trocknen. Der Kohlensäuregehalt der Luft hinter dem Schild war zwar hoch, aber nach ärztlichem Urteil nicht so, daß er einen schädlichen Einfluß auf die Arbeiter haben konnte. Wkk.

Erfahrungen mit der 1/2-t-Explosionspfahrramme. Nachdem vor etwa einem Jahre die erste Ausführung einer 500-kg-Pfahrramme mit Explosionsantrieb (der Delmag) entstanden war¹⁾, liegen jetzt folgende Betriebsergebnisse vor.

Das Fallgewicht der Ramme (s. Abb.) beträgt 540 kg, das Gesamtgewicht mit Schlagstück, Führung und Batteriekasten 1000 kg. In kaltem Zustande wird eine Fallhöhe von 80 bis 90 cm, in heißem Zustande von 60 bis 70 cm erreicht. Eine Wasserfüllung für die Verdampfungskühlung

¹⁾ Bautechn. 1932, Heft 30, S. 398.



Eine $\frac{1}{2}$ -t-Explosionspflamme bei Bohrpflammen an der Staustufe in Gundelsheim (Neckar).

35 cm Durchm. und 7 m Länge dauerte 45 min. 6,5 m lang) waren auf ihre ganze Länge in etwa 4 m sandigen Lehm und 2,5 m sandigen Kies in 35 min eingerammt worden.

Das Aufstellen der Ramme geht verhältnismäßig sehr schnell vor sich. In 2 bis 3 h können 5 bis 6 Mann die Ramme mit dem Führungsgerüst vom Wagen abladen und betriebsfertig zusammenbauen. R.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Beitrag zur Berechnung von Grundwerksockeln. In der Bautechnik 1932, Heft 52, S. 676, ist ein neues Verfahren zur Berechnung von Grundwerksockeln mitgeteilt, das das bisher gebräuchliche Näherungsverfahren verbessern soll. Weil es sich auch dort nur um Näherungsverfahren handelt, sei auf die Grundlagen der Rechnung nicht näher eingegangen. Nur auf einige besonders in die Augen springende Unstimmigkeiten sei hingewiesen.

1. Die Randspannungen in dem schrägen Schnitt $x-x$ sind rechtwinklig zu diesem angenommen. Sie können aber nicht in den Raum hineinragen, müssen vielmehr parallel zu den Begrenzungslinien des Körpers verlaufen. Hieraus folgt, daß die größten Druckspannungen in einem Schnitt winkelrecht zur geneigten Begrenzungslinie des Grundwerkkörpers, die größten Zugspannungen in einem zur Sohle winkelrechten Schnitt liegen, während die größten Schubspannungen in einem schrägen Schnitt $x-x$ anzutreffen sind, gegeben durch die Schüttesche Bedingung $\operatorname{tg} 2\varphi = \operatorname{tg} \alpha^1$.

2. Die Hauptspannungen können nur aus zueinander gehörigen Achs- und Schubspannungen zusammengesetzt werden. Hier dagegen ist die Kantenpressung mit einer mittleren Schubspannung (nach einer etwas primitiven, nicht ganz zutreffenden Formel) vereinigt. Sie ist zu hoch.

Einige einfache Überlegungen ergeben: Die größte Zugspannung dürfte nicht viel anders ausfallen als nach der bisherigen Berechnungsweise. Die größte Druckspannung wird näherungsweise höher im Verhältnis $\frac{1}{\sin^2 \alpha}$; doch ist dies wegen der im allgemeinen reichlich vorhandenen Sicherheit gegen Druck nicht von Belang. Nur die größte Schubspannung wird höher; sie wäre für den schrägen Schnitt $x-x$, gegeben durch die Bedingung $\operatorname{tg} 2\varphi = \operatorname{tg} \alpha^1$, zu ermitteln.

Düsseldorf, 15. Dezember 1932.

E. Elwitz.

Erwiderung.

Im Einvernehmen mit dem zur Zeit in Wladiwostok weilenden Verfasser des von Herrn Dipl.-Ing. Elwitz beanstandeten Aufsatzes erwidere ich auf die vorstehende Zuschrift folgendes.

Die neue Berechnungsweise von Grundwerksockeln von Schütte

¹⁾ Muß richtig heißen $\operatorname{ctg} 2\varphi = \operatorname{tg} \alpha$; vgl. „Erwiderung“, Fußnote 2 u. 3. Die Schriftleitung.

reicht etwa 1 h in ununterbrochenem Betriebe. Im Dauerbetriebe verbraucht die Ramme 2 bis 2,5 l/h Benzol. Zu diesen reinen Betriebskosten kommt noch etwas Schmieröl und das Nachladen der Zündbatterie (alle 14 Tage). Selbst wenn noch die Kosten für Tilgung und Verzinsung des Anlagekapitals, Ausbesserungen u. dgl. hinzugerechnet werden, ergeben sich sehr geringe Betriebskosten. Die Zündungen (30 bis 50/min) werden selbsttätig durch ein regelbares Uhrwerk im Batteriekasten hervorgerufen.

Zwei Stück Doppel-Spundbohlen, Larssen II (Gesamtgewicht 100 kg/m), erforderten zum Einrammen 3 m tief in kiesigen Boden und 1 m tief in sehr feinen Keupermergel eine Rammzeit von 50 min. Spundbohlen, Larssen II, die je zwei Stück zu einem rechteckigen Kasten zusammengeschweißt und 10 m lang waren, wurden in 40 min auf 9,4 m eingerammt. Das Einrammen auf 5 m in festgelagerten Sand von Holzpfählen von Betonpfähle (30 × 30 cm,

ist ebenso wie die bisher gebräuchliche¹⁾ nur als Näherungsverfahren gedacht. Sie geht aber insofern weiter, als sie gestattet, rechnerisch annähernd die Lage der Bruchfuge zu ermitteln. Wie die Spannungstafel zeigt, wird auch die Gültigkeit der Annahme bestätigt, daß sich die Pressungen der Grundwerksockel unter einem Winkel von etwa 45° nach unten verteilen. Die Bedingungsgleichung muß jedoch²⁾ statt $\operatorname{tg} 2\varphi = \operatorname{tg} \alpha$ richtig lauten:

$$\operatorname{ctg} 2\varphi = \operatorname{tg} \alpha^3).$$

Die Einwände des Herrn Elwitz sind zwar richtig, doch erkennt auch er an, daß das Verfahren von Schütte die tatsächlichen Spannungswerte mit genügender Genauigkeit liefert. Es würde zu weit führen und der Bedeutung der aufgeworfenen Frage nicht entsprechen, wenn man versuchen wollte, mit Rücksicht auf die Elwitzschen Einwände ein umständliches Verfahren zur genauen Ermittlung der Spannungen abzuleiten. Die von Schütte verwendete Formel (7) zur Ermittlung der Hauptspannungen gilt allerdings nur unter der Voraussetzung, daß die Schubspannungen sich gleichmäßig über den ganzen Querschnitt verteilen. Das ist aber nicht der Fall⁴⁾. Es ist daher richtiger, die Größtwerte der Normalspannungen ($\sigma_b + \sigma_n$) und der Schubspannungen (τ) unabhängig voneinander zu ermitteln. Auf diese Weise ergibt sich dann, daß die bisherige Berechnungsweise bei $\alpha < 45^\circ$ annähernd die gleichen Werte für die Betonzugspannungen liefert, wie die Schüttesche; jedoch fallen die Schub- und Druckspannungen bei dem Schütteschen Verfahren größer aus. Bei flachen Gründungen ($\alpha > 45^\circ$) ergibt die Schüttesche Berechnungsweise größere Zugspannungen.

Es wird das Verdienst der Schütteschen Arbeit — bei ihrer derart beschränkten Genauigkeit — darin zu erblicken sein, daß sie einen schrägen Sockelschnitt untersucht, während es sonst üblich war, nur Sockelabsätze zu prüfen, und daß sie den Nachweis liefert, daß die theoretischen Überlegungen annähernd mit den Ergebnissen der Gehlerschen Versuche übereinstimmen⁵⁾.

Hamburg.

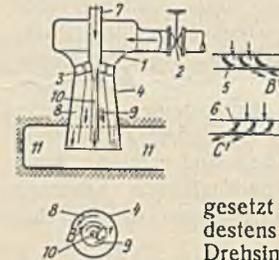
Oberhaurat Baritsch.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Patentschau.

Einrichtung zur Unschädlichmachung kinetischer Flüssigkeitsenergie bei Rohren, Diffusoren, Krümmern usw. (Kl. 84a, Nr. 554 140 vom 29. 3. 1930 von Aktiengesellschaft der Maschinenfabriken Escher Wyss & Cie. in Zürich.) Um die kinetische Flüssigkeitsenergie durch Umwandlung in Wärme in einer Einrichtung mit Verwendung vorwiegend zirkularer Rohrströmung unschädlich zu machen, wird eine Leitvorrichtung vorgesehen, durch die mindestens zwei im wesentlichen gleichachsige Flüssigkeitsströme mit verschiedenem Drehsinn in ein gemeinsames Abflußrohr eingeleitet werden, wo sie aneinander gleiten.



Dabei wird durch die sich unmittelbar berührenden Ströme entgegengesetzten Dralls eine sehr innige Durchmischung sowie Wirbelbildung und in hohem Maße eine Energieumwandlung erreicht. Die Leitvorrichtung wird als mehrkränziges Rad ausgebildet, wobei die Schaufeln je zweier aufeinanderfolgender Radkränze entgegengesetzt gerichtet sind, oder sie kann auch aus mindestens zwei Einlaufspiralen mit entgegengesetztem Drehsinn bestehen. Das Durchflußgehäuse 1 mit Abflußrohr 4 ist an die Absperrvorrichtung 2 eines Grundablasses angeschlossen, und in das Gehäuse ist eine feststehende Leitvorrichtung in Gestalt eines zweikränzigen Rades 3 eingebaut. Die Schaufeln 5 des Außenkränzes sind entgegengesetzt gerichtet den Schaufeln 6 des Innenkränzes. Zentral in das Gehäuse bzw. dessen Abflußrohr mündet ein Luftzuführungsrohr 7. Der Grundablaß mündet in das Becken 11. Das einströmende Wasser wird durch das Rad 3 in zwei im wesentlichen gleichachsige Teilströme 8, 9 von entgegengesetztem Drehsinn (Pfeile B', C') unterteilt, die den Luftkern 10 umschließen. Die unmittelbar benachbarten Wasserströme 8, 9 reiben aneinander und bewirken innige Durchmischung, Wirbelbildung und in hohem Maße Energieumwandlung im Ausflußrohr 4. Der Luftkern 10 soll das Auftreten von Kavitation verhindern.

¹⁾ Foerster Taschenbuch, 5. Aufl., Bd. II, S. 508, und Hütte, 24. Aufl., Bd. III, S. 194.

²⁾ Dieser Fehler ist uns bereits von Herrn E. Wiedemann, Riga, mitgeteilt worden.

³⁾ Die Rechnung von Schütte ist in Brennecke-Lohmeyer, Grundbau, 4. Aufl., Berlin 1933, With. Ernst & Sohn, übernommen, die Bedingungsgleichung ist dort (Bd. III, S. 32, Gleichung 10) richtig angegeben.

⁴⁾ Hütte, 24. Aufl., Bd. I, S. 626.

⁵⁾ Bauing. 1922, S. 421.

INHALT: Die Schwemmstoffführung des Lech. — Die neue Schiffbauwerkstatt auf der Marinewerft in Wilhelmshaven. — Der Düker des Aue-Oker-Kanals in km 42,583 des Mittelkanals. — Die technischen Aufgaben eines Aufbauplanes für die deutschen Landstraßen. — Vermischtes: Tunnel unter dem Hooghly-Fluß in Kalkutta. — Erfahrungen mit der $\frac{1}{2}$ -t-Explosionspflamme. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.