

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 24. April 1936

Heft 18

Leichte Fahrbahndecken auf stählernen Straßenbrücken. Versuchsergebnisse.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle und Reg.-Baumeister Fr. Leonhardt.

In der Abhandlung über „Neue Fahrbahnkonstruktionen für stählerne Straßenbrücken“¹⁾ ist allgemein auf die Vorzüge von leichten Fahrbahndecken bei Straßenbrücken hingewiesen worden. Unter den dort aufgeführten Brückenbelägen waren auch Gußasphaltdecken auf Flachblechen erwähnt. Solche Beläge sind zuerst auf Eisenbetonbrücken erprobt worden. Da gute Erfahrungen vorliegen und durch die Verwendung bei Stahlbrücken Gewichts- und Kostenersparnisse zu erzielen sind, haben die Verfasser vorgeschlagen, das Verhalten von dünnen Gußasphaltdecken auf Flachblechen, Buckel- und Tonnenblechen durch Versuche zu prüfen. Im Auftrage der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, der Gesellschaft Reichsautobahnen und des Deutschen Stahlbau-Verbandes wurden daher an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Prof. Graf Rundlaufversuche durchgeführt, deren Ergebnisse hier kurz mitgeteilt werden sollen.

1. Versuchsanordnung.

In einem heizbaren Gebäude befindet sich ein Rundlauf (Abb. 1) dessen vier Räder Vollgummireifen 200×770 besitzen und Raddrücke von rd. 2,2 t ausüben. Rund 116 Umläufe des Fahrzeuges entsprechen einer Fahrbahn-Verkehrsbelastung von 1000 t. Die Decken werden mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit von 27 bis 30 km/h befahren. Die senkrechte Achse des Fahrzeuges bewegt sich dabei auf einem Kreise mit 30 cm Halbmesser, so daß die Räder eine Ringfläche von 80 cm Breite bestreichen und nach je 2 min in die Ausgangslage zurückkehren. Der Unterbau der Fahrbahn, also die Fahrbahntafel für den zu untersuchenden Belag, wurde in Abschnitte verschiedener Steifigkeit aufgeteilt, so daß gleichzeitig der Einfluß der elastischen Nachgiebigkeit und der Schwingungen beobachtet werden konnte. Die Aufteilung ergab unter dem Ring sechs Rechtecktafeln und dazwischenliegende kleine Trapezzwickel (Abb. 2). Bei den 2,7 m langen Rechtecken sind die Felder mit Balken auf zwei Stützen freitragend überspannt.

Auf der einen Hälfte des Fahrringes wurde ein Trägerrost mit 140 mm Bauhöhe ($\frac{1}{20}$ der Stützweite) und 3 mm dickem Deckblech eingebaut, dessen Rippen und Querschotten in je 250 mm Abstand aus Abkantprofilen von 3 mm Dicke (Abb. 3) bestanden. Unter der Annahme, daß die sieben Längsrippen eine in Plattenmitte aufgestellte Last von 2,2 t gleichmäßig tragen, war die Beanspruchung der Flansche in der Zugzone zu 520 kg/cm^2 , die Durchbiegung der Platte zu 1,6 mm errechnet. Die ohne Asphaltbelag gemessene Durchbiegung betrug 1,61 mm.

Auf der anderen Hälfte des Fahrringes wurden in jedem Rechteck drei Längsträger in 780 mm Abstand und Querrippen im Abstände von 540 mm angeordnet (Abb. 4) und das Deckblech 10 mm dick gewählt. Die Träger sind 250 mm hoch, entsprechend $\frac{1}{11}$ der Stützweite. Unter der Annahme gleichmäßiger Lastverteilung ergaben sich folgende Zahlen: Beanspruchung für die 2,2-t-Last im unteren Flansch 90 kg/cm^2 und Durchbiegung in Trägermitte 0,13 mm. Die gemessene Durchbiegung betrug 0,11 mm gegenüber 1,61 mm bei der leichten Fahrbahntafel. — Beim Befahren konnten die Durchbiegungen des 140 mm hohen Trägerrostes mit dem bloßen Auge wahrgenommen werden, während bei dem schweren Unterbau die Durchbiegungen nur mit guten Meßgeräten festzustellen waren.

¹⁾ Bautechn. 1934, Heft 37 u. 42.

2. Der erste Versuch.

Für den ersten Fahrversuch wurde auf dem ganzen Fahriring ein zweischichtiger Gußasphalt aufgebracht, und zwar

1. unmittelbar auf dem ebenen und glatten Deckblech,
2. auf dem Deckblech mit aufgeschweißtem Streckmetall Nr. 10, Maschenweite $75 \times 200 \text{ mm}$ (Abb. 5),
3. auf dem Deckblech mit aufgeschweißtem Baustahlgewebe auf kleinen Stahlklötzchen (Abb. 6).

Vor dem Aufbringen des Gußasphaltes wurde das Blech mit Stahlbürsten gereinigt und mit einem Bitumenvoranstrich (Bitolan) versehen, dann die untere, 4 cm dicke Binderschicht des Gußasphaltes in folgender Zusammensetzung eingebracht:

15,0 Gew.-%	Basaltsplitt 8 bis 12 mm
12,5 „	„ 5 „ 8 „
7,5 „	„ 3 „ 5 „
5,0 „	Brechsand
	(Basalt) 1 „ 3 „
8,0 Gew.-%	Quarzsand 0 „ 2 „
50,0 „	Hartguß-
	Asphaltmastix „Magyar“
2,0 „	Bitumen (Erdöl-Asphalt)
100,0 Gew.-%	

Die 3 cm dicke Verschleißschicht hatte folgende Zusammensetzung:

18,0 Gew.-%	Basaltsplitt . . . 5 bis 8 mm
12,0 „	„ . . . 3 „ 5 „
10,0 „	Brechsand (Basalt) 1 „ 3 „
8,0 „	Quarzsand . . . 0 „ 2 „
50,0 „	Hartguß-Asphaltmastix „Magyar“
2,0 „	Bitumen (Erdöl-Asphalt)
100,0 Gew.-%	

Bitumengehalt der Oberschicht 10,8%, der Unterschicht 12,3%, Erweichungspunkt des Bitumens 47° nach KS.

Zur Prüfung wurde der Belag mit insgesamt 2 600 000 t befahren, was einem vierjährigen Verkehr einer stark befahrenen Straße entspricht. Um gleichzeitig die Einflüsse von Temperatur und Witterung zu erfassen, wurden besondere Warm- und Frostversuche auf Teilen des Belages durchgeführt. Bei den Warmversuchen wurde der Belag durch elektrische Widerstandsheizung in 4 Stunden auf 45° C erhitzt und nach dem Erreichen dieser Temperatur sofort befahren. Bei den Frostversuchen wurde der Belag durch Aufbringen von Kohlen-säureschnee abgekühlt, so daß er nach rd. 3 Stunden an der Oberfläche eine Temperatur von -44° C und am Blech von -34° C aufwies (Temperatur der umgebenden Luft $+9^\circ \text{ C}$). Außerdem wurde der Belag wiederholt mit Wasser besprengt.

Ergebnisse des ersten Versuchs: Profilmessungen ergaben eine Abnahme der Gußasphalt-schicht im befahrenen Ring nach 2,6 Mill. t Belastung um 0,6 mm. Diese dürfte zum größten Teil auf Abnutzung zurückzuführen sein, zum kleineren Teil auf Nachverdichtung. Die aufgenommenen Oberflächendiagramme zeigten keinerlei Wellenbildung.

Bei den Warmversuchen wurde an den erwärmten Stellen ein geringes seitliches Auswalzen des Gußasphaltes beobachtet, doch waren auch an diesen Stellen nach dem Abstellen des Fahrzeuges keinerlei Anstauungen oder Wellen festzustellen.

Beim ersten Frostversuch konnten auf den mit Streckmetall versehenen Tafeln keinerlei Schäden festgestellt werden. Beim zweiten

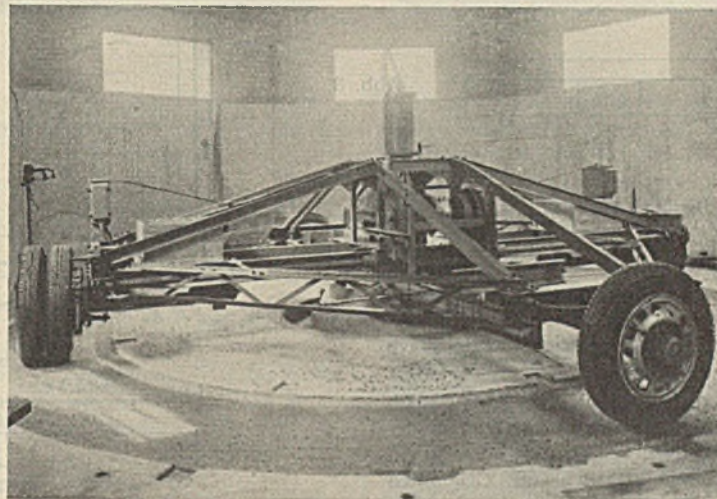


Abb. 1. Rundlauf.

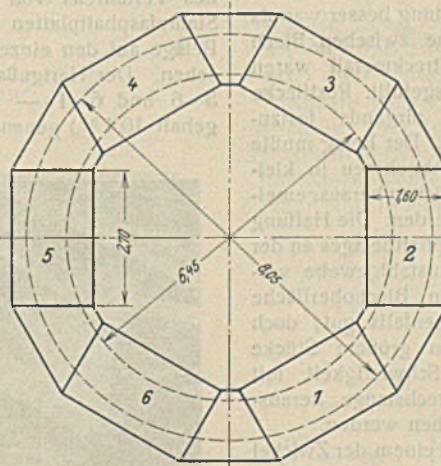


Abb. 2.

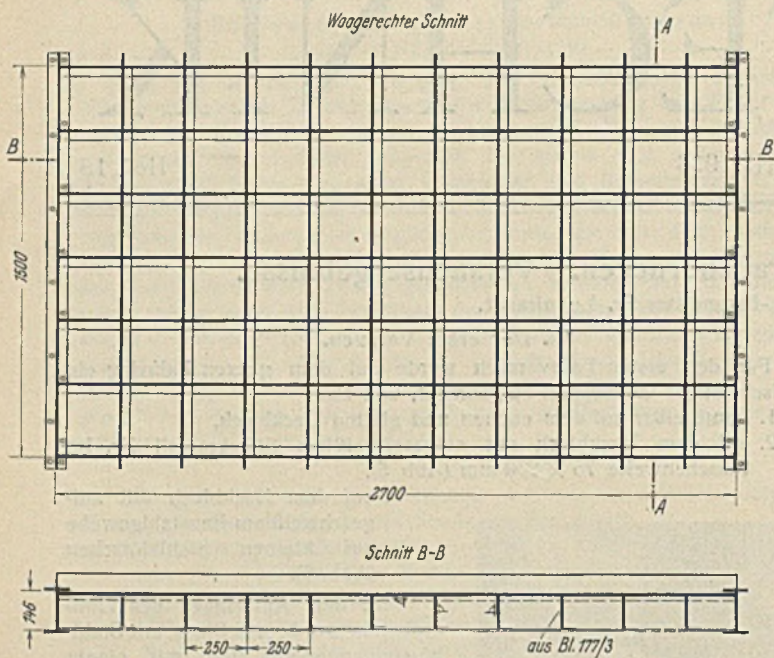


Abb. 3.

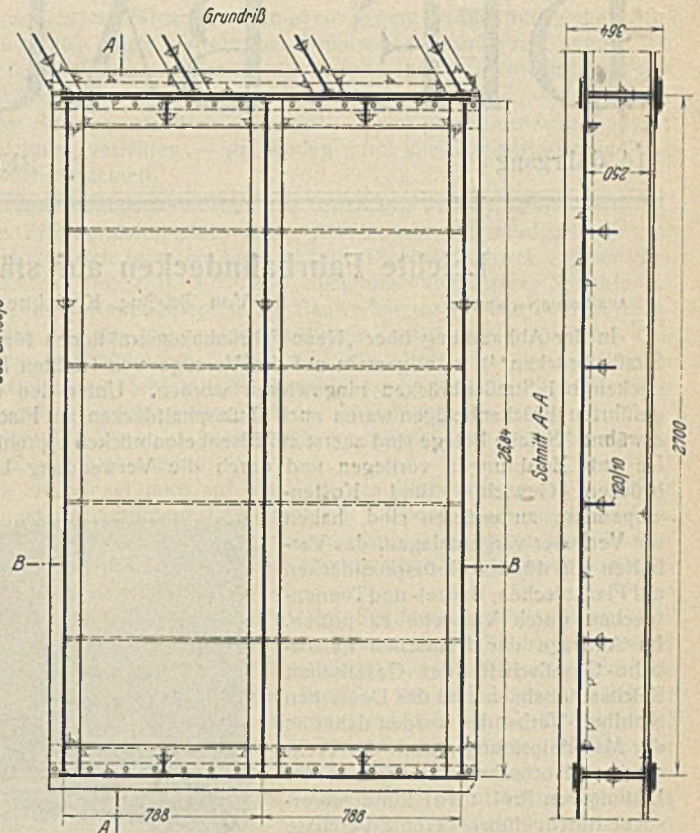


Abb. 4.

Frostversuch wurden die in Abb. 7 mit Kreide nachgezogenen feinen Risse entdeckt, die jedoch mit dem Eintritt normaler Temperatur wieder zurückgingen. Nach nochmaliger Abkühlung auf -44°C waren die Risse vom zweiten Frostversuch wieder zu erkennen, außerdem trat ein weiterer feiner Riß auf. Auch diese Risse verschwanden nach dem Befahren mit 10 000 t. Der Belag hatte sich an keiner Stelle vom Blech gelöst.

Der Gußasphalt auf glattem Blech verhielt sich beim Frostversuch weniger gut als auf Streckmetall. Vor der Abkühlung wurden auf der Platte in 1,2 m Abstand Quertugen herausgearbeitet und mit Fugenvergüßmasse ausgegossen. Bei einer Temperatur von -30°C konnten auf dem zwischen den Fugen liegenden Belagstück keinerlei Schäden festgestellt werden. Beim zweiten Frostversuch mit der $1\frac{1}{2}$ -fachen Menge Kohlensäureschnee trat während des Aufbringens der Kühlmasse ein Riß in der Fahrtrichtung auf (Abb. 8). Nach rd. zweistündiger Frosteinwirkung ertönte ein Knall, vermutlich durch teilweises Abplatzen des Asphaltteppichs vom Blech. Im weiteren Verlauf kamen weitere Risse hinzu, ferner wurde das Ablösen der Platte vom Blech durch Bewegungen der Gußasphaltstücke beim Befahren sichtbar. Abb. 9 zeigt den Zustand dieses Stückes nach Beendigung des Versuchs. Nach dem Abnehmen des wiederholt berieselten Belags zeigten sich unter den losen Gußasphaltpartien Rostflecken auf dem Deckblech.

Beim Entfernen des Belages konnte deutlich festgestellt werden, daß auf den mit Streckmetall belegten Deckblechen die Haftung besser war als auf den glatten Blechen. Die kleinen Zwischenräume zwischen Blech und Streckmetall waren satt ausgefüllt. Rostflecke waren nirgends festzustellen. Der Belag mußte beim Abnehmen in kleinen Stücken herausgemebelt werden. Die Haftung des Asphaltbelages an der mit Baustahlgewebe versehenen Blechoberfläche war ebenfalls gut, doch konnten größere Stücke ohne Schwierigkeit mit der Brechstange herausgebrochen werden.

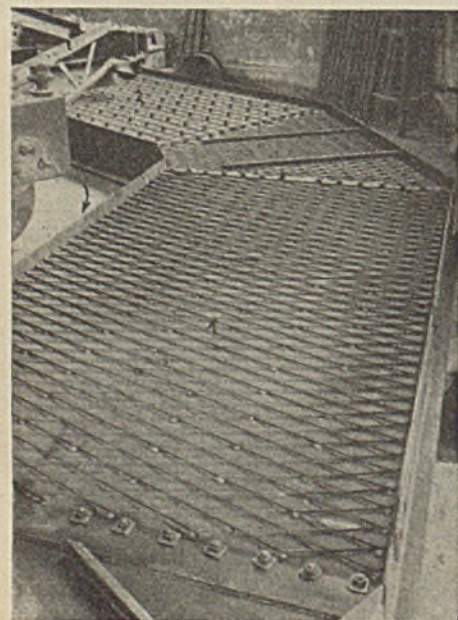


Abb. 5.

Auf einem der Zwickel waren über das Deckblech hervortretende Querleisten aufgeschweißt (Abbild. 6). Sie haben sich beim Befahren weder nachteilig ausgewirkt noch die Ebenheit der Fahrddecke beeinflusst. In allen Feldern ist sogar der Anschluß an die seitlichen Randbleche rissefrei

geblieben. Eine nachteilige Wirkung der großen Durchbiegungen der 140 mm hohen Trägerrostplatten auf die Gußasphaltdecke konnte nicht nachgewiesen werden.

3. Der zweite Versuch.

Da im ersten Versuch das Aufschießen von Streckmetall die besten Ergebnisse hinsichtlich der Haftung von Asphaltbelägen auf Flachblechen lieferte, wurde für den zweiten Versuch auf allen Feldern Streckmetall Nr. 11 mit 75×200 mm Maschenweite aufgeschweißt. Der zweite Versuch sollte neben der Prüfung von weiteren Gußasphaltdecken zur Feststellung des Verhaltens von Belägen aus fabrikmäßig hergestellten Hochdruck-Stampfasphaltplatten dienen. Nähere Angaben über die verschiedenen Beläge auf den einzelnen Feldern und Zwickeln sind aus Abb. 9a zu ersehen. Der Hartgußasphalt auf den Feldern 1 und 6, den Zwickeln 1—2, 5—6 und 6—1 — im folgenden Hartgußasphalt Bit 10,4% (Bitumengehalt 10,4%) genannt — hatte folgende Zusammensetzung:

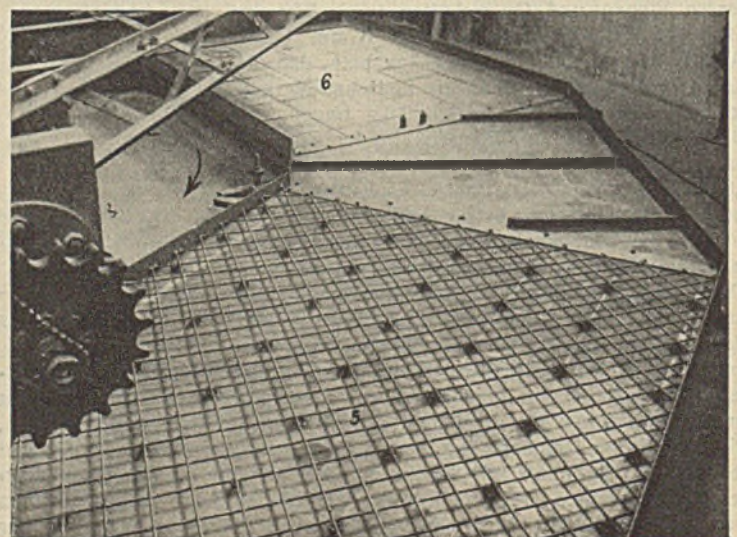


Abb. 6.

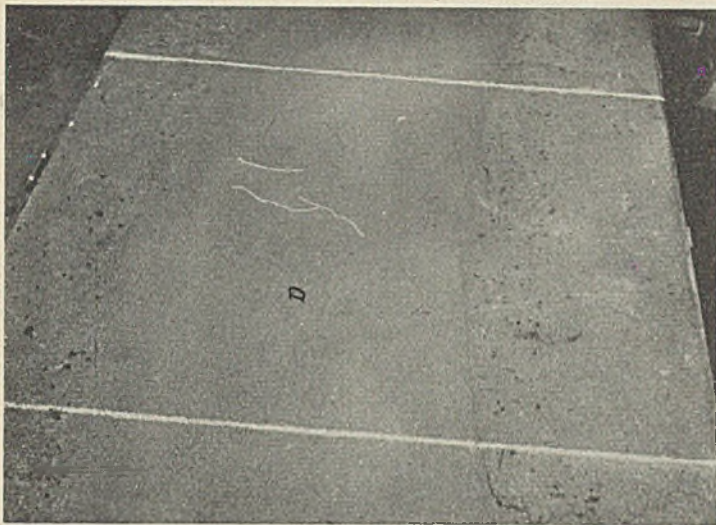


Abb. 7.

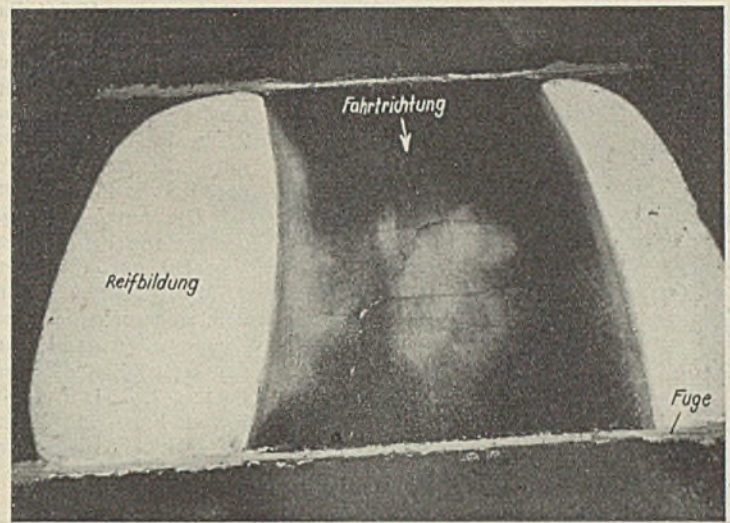


Abb. 8.

Unterschicht 2,5 cm dick.
Bitumengehalt. . . 11,8 Gew.-%
Zuschlagstoffe:

Korngröße	11,5 Gew.-%
10 bis 15 mm	11,5 Gew.-%
3 " 10 "	26,8 "
0,2 " 3 "	19,6 "
0 " 0,2 "	30,3 "

Obere Schicht 2,5 cm dick.
Bitumengehalt. . . 10,4 Gew.-%
Zuschlagstoffe:

Korngröße	28,8 Gew.-%
3 bis 10 mm	28,8 Gew.-%
0,2 " 3 "	23,7 "
0 " 0,2 "	37,1 "

Im Felde 3 und in den Zwickeln 2—3, 3—4 und 4—5 war die Unterschicht wie folgt zusammengesetzt:

50 % Vorwohler Spezialmastix	8,4 % Basaltgrus	3 bis 5 mm
1,5 % Bitumen . . 40 bis 50°	6,7 %	1 " 3 "
15 % Basaltsplitt . 8 " 12 mm	6,7 % Quarzsand	0 " 2 "
11,7 % " . 5 " 8 "		

Gehalt an reinem Bitumen 11,7 %.

Die Oberschicht bestand im Felde 3 und Zwickel 3—4 aus

49,3 % Vorwohler Spezialmastix	19,7 % Basaltgrus	3 bis 5 mm
1,0 % Trinidad-Epurée	11,5 %	1 " 3 "
2,0 % Bitumen . . 40 bis 50°	9,9 % Quarzsand	0 " 2 "
6,6 % Basaltsplitt . 5 " 8 mm		

Im folgenden Gußasphalt Bit 11,7 % genannt.

Im Zwickel 4—5 aus

53,6 % Vorwohler Spezialmastix	14,3 % Basaltgrus	3 bis 5 mm
1,1 % Trinidad-Epurée	10,8 %	1 " 3 "
2,2 % Bitumen . . 40 bis 50°	10,8 % Quarzsand	0 " 2 "
7,2 % Basaltsplitt . 5 " 8 mm		

Im Zwickel 2—3 aus

46 % Vorwohler Spezialmastix	18,3 % Basaltgrus	3 bis 5 mm
0,9 % Trinidad-Epurée	11,6 %	1 " 3 "
1,8 % Bitumen . . 40 bis 50°	9,2 % Quarzsand	0 " 2 "
12,2 % Basaltsplitt . 5 " 8 mm		

Nach den Angaben der Deutschen Asphalt-AG enthält der aus deutschem Asphalt hergestellte Vorwohler Spezialmastix 15,4 % Bitumen mit einem Schmelzpunkte nach KS von 54°; der Füllergehalt ist 57 %.

Beim Verlegen der viereckigen Hochdruck-Stampfasphaltplatten wurde nach einem Voranstrich mit Bitumenlösung eine rd. 10 mm dicke Gußasphaltschicht mit 70,8 % Vorwohler Spezialmastix, 1,4 % Bitumen 40 bis 50° und 27,8 % Quarzsand 0 bis 2 mm auf das mit Streckmetall versehene Deckblech aufgebracht. Nach dem Erkalten dieser Schicht wurden die

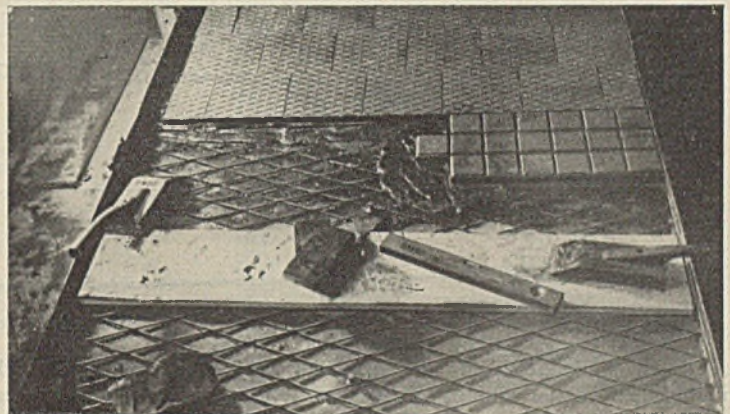


Abb. 10.

Platten in einer 5 mm dicken Schicht von heißem Bitumenmörtel (65,2 % Vorwohler Spezialmastix, 8,7 % Bitumen 40 bis 50°, 26,1 % Quarzsand 0 bis 2 mm) verlegt.

Andere viereckige Asphaltplatten von 35 cm Seitenlänge und kleine Platten mit 20 × 10 cm wurden unmittelbar in rd. 20 mm dicken warmen Gußasphalt verlegt (Abb. 10). Die sechseckigen Asphaltplatten von 30 cm Kantenlänge wurden mit einem Heißanstrich auf erkalteten, rd. 15 mm dicken Asphaltmörtel aufgeklebt. In beiden Fällen wurde eine Mörtel-



Abb. 9.

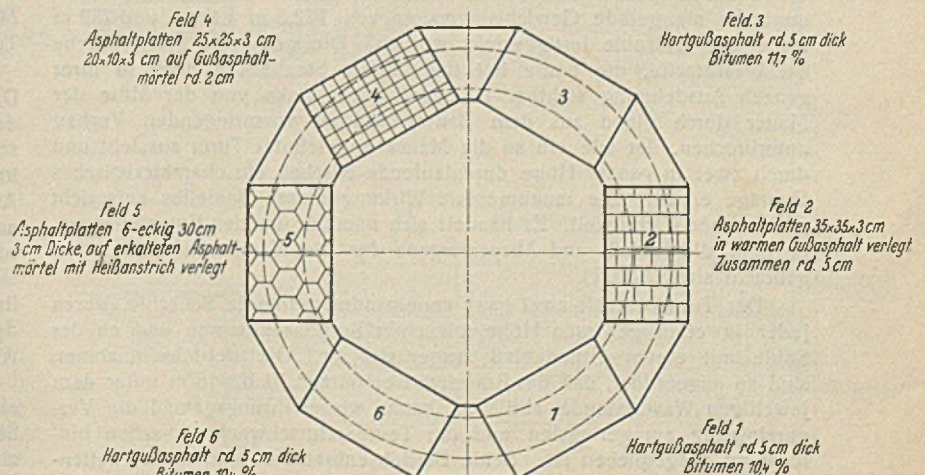


Abb. 9a.

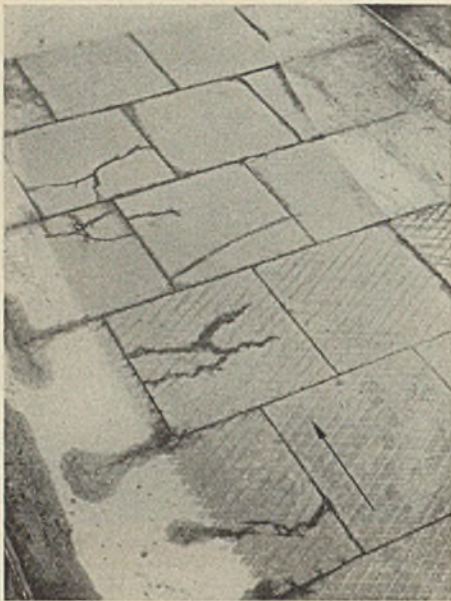


Abb. 11.

mischung aus 15,5% Basaltgrus 1 bis 3 mm, 32% Quarzsand 0 bis 2 mm, 50% Hartguß-Asphaltmastix „Magyar“ und 2,5% Bit (Erdölaspalt) mit Erweichungspunkt nach KS von 48° gewählt.

Die fertigen Beläge wurden wie beim ersten Versuch mit insgesamt 2,5 Mill. t befahren. Außerdem sind sowohl auf den Gußasphalten als auch auf den Asphaltplatten (In den Feldern 2, 3, 4, 5 und 6) je zwei Frost- und Warmversuche durchgeführt worden.

Schon nach 1 Mill. t zeigten sich bei den viereckigen Asphaltplatten mit 35 cm Seitenlänge, die in warmen Gußasphalt verlegt waren, und bei den viereckigen

Platten mit 25 bzw. 20 cm Seitenlänge, die ebenfalls in 2 cm dicken Gußasphalt verlegt waren, Risse in den Platten und in den Fugen. Unter wiederholtem Besprengen mit Wasser wurden die Beläge mit weiteren 35 000 t befahren, wobei sich die größeren viereckigen Platten mehr und mehr von der Unterlage lösten. Abb. 11 läßt den Umfang der Zerstörung nach 1,5 Mill. t Verkehrslast erkennen. Nach 2 Mill. t

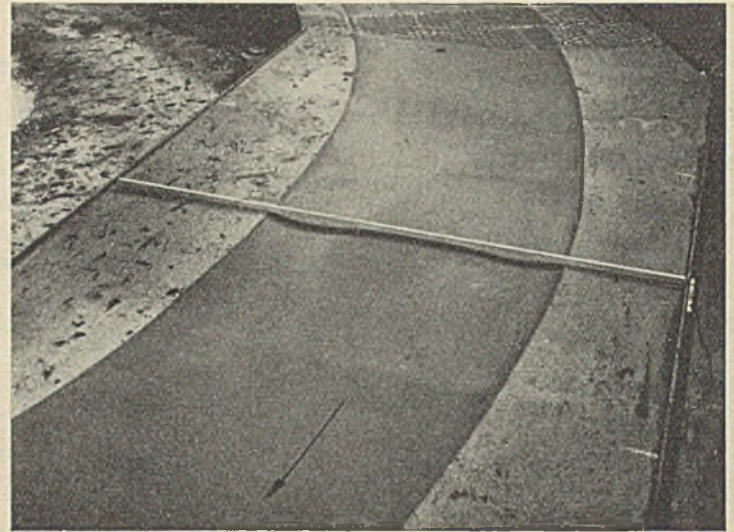


Abb. 12a. Gußasphalt zu weich (11,7% Bit.).

Basaltgrus 1 bis 5 mm	15,5 %
Wiellocher Sand 0,5 bis 2 mm	16 %
Heinfelder Sand 0,2 bis 5 mm	16 %
Asphaltmastix	50 %
Bitumen (Erdölaspalt)	2,5 %

Die neu verlegten Platten haben sich beim Fortgang der Versuche besser verhalten.

Die Profilmessungen (Abb. 12 u. 12a) auf den Hartgußasphalten Bit 10,4% und Bit 11,7% (Feld 3 und 6) ergaben große Unterschiede. In beiden Fällen

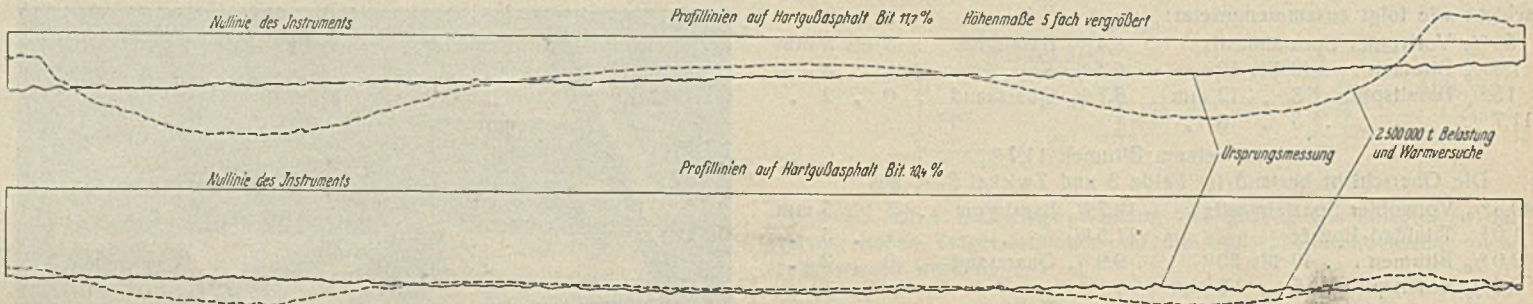


Abb. 12. Querprofilmessungen.

war dieser Plattenbelag in so schlechtem Zustande, daß der Versuch unterbrochen werden mußte. Nach dem Abnehmen der Platten zeigten sich Risse in der Gußasphalt-Unterschicht, durch die Wasser auf das Deckblech gelangte und Rosterscheinungen hervorrief.

Die gleichen viereckigen Platten mit 35 cm Seitenlänge wurden daraufhin in 25 mm dicken heißen Gußasphalt folgender Zusammensetzung neu verlegt:

sind beim Befahren während der Warmversuche durch die Querbewegung der Räder und durch die stärkere Belastung im Mittelstreifen Wellen in der Querrichtung entstanden. Die Unterschiede im Verhalten dürften auf den hohen Bitumengehalt (11,7 Gew.-% gegenüber 10,4 Gew.-%) und auf den geringen Gehalt an grobem Splitt (Korngrößen 3 bis 10 mm, 21,5 Gew.-% gegenüber 28,8 Gew.-%) im Belag Bit 11,7% zurückzuführen sein. In der Längsrichtung ist eine Wellenbildung nicht eingetreten. (Schluß folgt.)

Die Entnahmeeinrichtungen und die Wasseraufbereitungsanlage an der Zillierbachtalsperre.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat K. Forner, Wernigerode.

Die Zillierbachtalsperre, über die bereits früher berichtet wurde¹⁾, ist nunmehr als gerade Gewichtstauwand von 172,5 m Länge und 39 m Höhe über Talsohle fertiggestellt worden. Die gewaltige glatte Fläche der Wasserseite, die heute bei ungefülltem Staubecken noch in ihrer ganzen Ausdehnung sichtbar ist, wird etwas links von der Mitte der Mauer durch einen aus dem Bauwerkskörper vorspringenden Vorbau unterbrochen, der wie ein an die Mauer angelehnter Turm aussieht und durch zwei in ganzer Höhe durchlaufende Nischen ein charakteristisches Gepräge erhält. Die monumentale Wirkung dieses Bauteiles entspricht ganz seiner Wichtigkeit. Es handelt sich nämlich um den Entnahmeturm, in dem die Einlaß- und Absperrorgane für die Wasserentnahme untergebracht sind (Abb. 1).

Der Turm enthält zwei ganz voneinander getrennte Schächte, deren jeder in einer gewissen Höhe mit einer Betriebsentnahme und an der Sohle mit einem Grundablaß ausgerüstet ist. Die Betriebsentnahmen sind so angeordnet, daß das Brauchwasser immer 10 bis 15 m unter dem jeweiligen Wasserstande abfließen kann, wo erfahrungsgemäß die Verunreinigung am geringsten und die Temperaturschwankung schon hinreichend ausgeglichen ist. Beide Betriebsentnahmen sind in der Seiten-

wand des Turmes angeordnet, da die Anordnung der Windwerke an der Mauerkrone bei der möglichst wirtschaftlichen Grundrißgestaltung des Turmes dies erforderte.

Abb. 2 zeigt die technische Durchbildung einer Betriebsentnahme. Das Mauerrohr von 400 mm l. Durchm., das mit drei Mauerflanschen in dem Beton der Turmwand festsetzt, ist innen durch einen normalen Ovalschieber und außen durch ein Schütz verschließbar. Dieses befindet sich in dem wie eine Kappe vorgewölbten Einlaufselher, den es bei weiterem Aufziehen nach Freigabe der Eintrittsöffnung bis zum Bedienungshäuschen auf dem Turm mitnimmt. Auf diese Weise kann das Sieb, das aus Kupferblech mit Schlitzlöchern besteht, jederzeit geprüft und gereinigt werden.

Die Grundablässe liegen in der Stirnwand am Fuße des Turmes. Vor ihnen ist das sogenannte Einlaufbauwerk angeordnet, das nur während der Bauzeit eine besondere Bedeutung hatte und den festen Rechen zur Abweisung von Grundschwemmsel trägt (Abb. 3).

In den Rechenkammern befinden sich die Schütze, die den Grundablaß von außen schließen. Hierauf folgt das Mauerrohr und der im Schachtinnern befindliche Absperrschieber. An den Schützen befindet sich ein Kegelventil, das sich beim Straffen des Windenseils öffnet und so durch das Voreinströmen von Wasser vor Beginn der Aufwärtsbewegung die Druckentlastung der Schütze bewirkt.

¹⁾ Bautechn. 1935, Heft 2, S. 27.

Eine besondere Ausbildung wurde dem Mauerrohr mit Rücksicht auf den Bauvorgang gegeben (Abb. 4). Während der Bauzeit dienten die Öffnungen der Grundablässe und Rohrstollen zur Abführung des Zillierbaches. Während die Armaturen und Rohre der einen Seite eingebaut wurden, mußte die Öffnung der anderen Seite ausreichen, um auch ein leichtes Hochwasser, mit dem gerechnet werden mußte, abzuführen. Hierzu war in der vorderen Schachtwand ein Loch von mindestens 1000 mm Durchm. erforderlich. Für den Grundablaß waren aber nur 600 mm zugelassen. Bei Einbau eines solchen Mauerrohres in eine Aussparung von 1000 mm Durchm. hätte dieses in einem breiten Gürtel unbewehrten Zementvergusses gesessen, der bei der sonst erforderlichen dichten Bewehrung der Schachtwand einen nicht zu unterschätzenden Gefahrenpunkt dargestellt hätte.

Man half sich damit, daß ein 1000 mm weites Mauerrohr einbetoniert wurde, das später einen sich auf 600 mm verjüngenden trompetenförmigen Einsatz erhielt. Den inneren Abschluß bildete ein Flanschenreduzierstück, an dessen innerem Flansch der Schieber von 600 mm ansetzte. So wurde eine hydraulisch günstige Strahlform erreicht.

Die Gestänge für die Bedienung der Schieber gehen im Innern der Schächte hinauf bis in das Haus auf der Mauerkrone, in dem neben den Antriebständen der Schieber auch die Winden für die Betätigung der Schütze untergebracht sind. Von hier aus führen Leitergänge bis hinunter auf die Sohle der Schächte. Der Abgang aus den Schächten geschieht in Stahlrohren von 600 mm Durchm., in denen das Wasser durch die Mauer geleitet wird. Das Mundstück der Rohre sitzt in einem 3 m dicken Pfropfen aus Klinkermauerwerk, in den es mit drei Mauerflanschen eingreift. Ein Verschlussorgan ist an dieser Seite der Rohre nicht vorgesehen, dagegen sind an der Auslaufseite Ringschieber eingebaut, vor denen die Trinkwasserleitung aus den Grundablaßrohren abzweigt. Für die Steuerorgane der Trinkwasserentnahme und die Kegelradantriebe der Ringschieber ist hier am luftseitigen Fuße der Mauer ein zweites Bedienungshaus errichtet, das mit seinem Unterbau in das Tosbecken hineinragt. Der Betrieb wird so durchgeführt, daß immer der eine Schacht mit seiner Rohrleitung bei geschlossenem Ringschieber als Trinkwasserentnahme

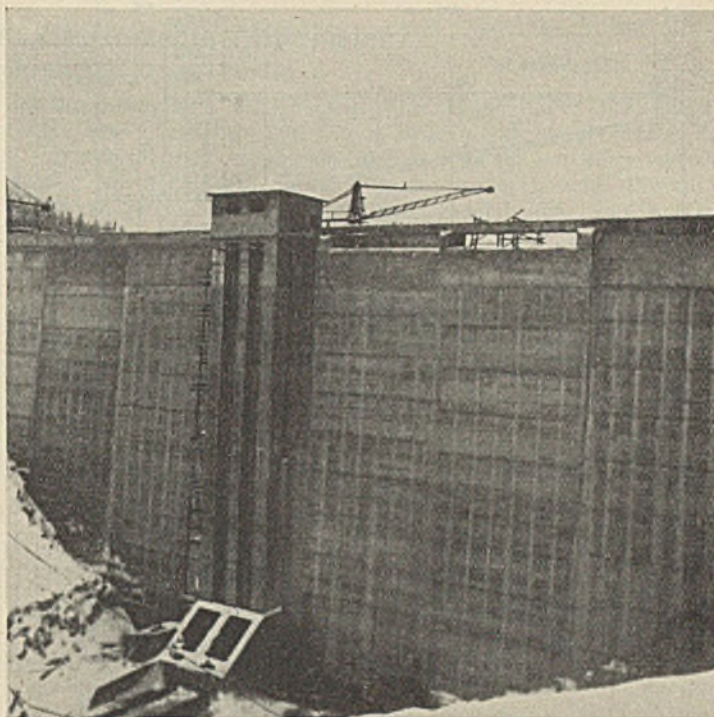


Abb. 1. Der Entnahmeturm an der Wassenseite der Mauer.

das aus einer Turbine, einem Kompressor und einem Dynamo für den Eigenbedarf an elektrischem Strom besteht. Zum Antrieb dient ein Teil des Wassers, das für gewöhnlich an den Zillierbach abgegeben werden muß und hier vorher noch zur Arbeitsleistung herangezogen wird.

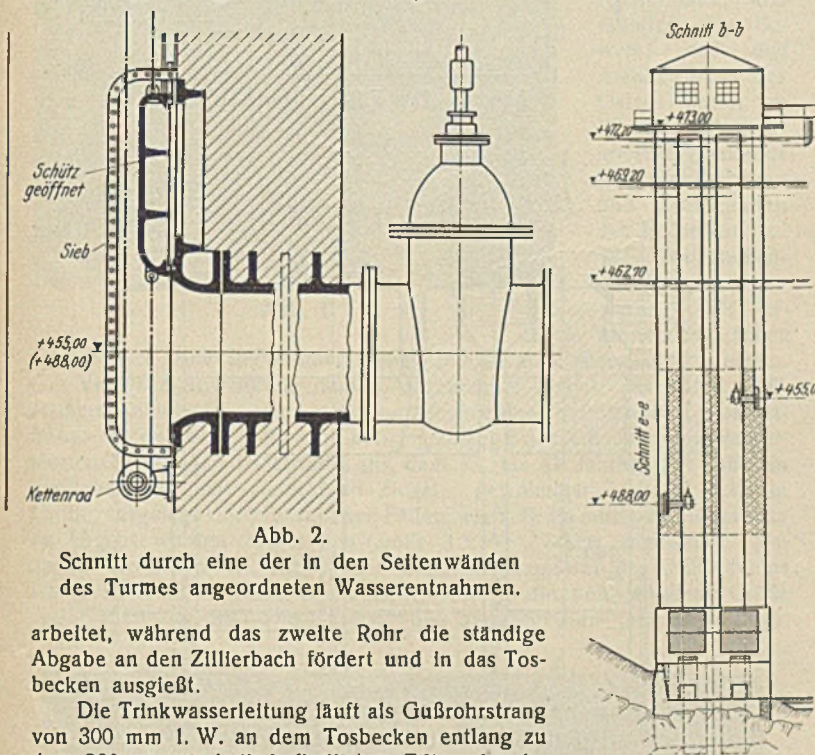


Abb. 2.

Schnitt durch eine der in den Seitenwänden des Turmes angeordneten Wasserentnahmen.

arbeitet, während das zweite Rohr die ständige Abgabe an den Zillierbach fördert und in das Tosbecken ausgießt.

Die Trinkwasserleitung läuft als Gußrohrstrang von 300 mm I. W. an dem Tosbecken entlang zu dem 200 m unterhalb befindlichen Filtergebäude, in dem das Wasser in den für den Verbrauch geeigneten Zustand gebracht wird (Abb. 5).

Die nach jahrelangen eingehenden Untersuchungen erforderliche Behandlung des Wassers umfaßt die mechanische Reinigung und die auf chemischem Wege zu erzielende Stumpfung.

Erstere geschieht in vier Wabag-Schnellfiltern (3) von je $4 \times 2,5$ m² Grundfläche, die mit Quarzkies von 1 mm Korngröße 2 m hoch angefüllt sind und eine Leistung von 200 m³/h hergeben sollen.

Die Filterböden bestehen aus genau waagrecht angeordneten Eisenbetonplatten (4), deren Stoßfugen luftdicht vergossen sind. In die Platten sind, über die ganze Fläche gleichmäßig verteilt, Polsterrohrdüsen (Abb. 6) eingesetzt, die für den gleichmäßigen Wasserdurchtritt beim Filtervorgang sorgen und beim Rückspülen das Mischen von Luft und Wasser bewirken, damit durch das Sprudeln eine lebhaftere Bewegung der Quarzkörner zu deren gründlicher Reinigung entsteht. Die zur Rückspülung erforderliche Preßluft wird in einem Maschinenaggregat (1) im Hause selbst erzeugt,

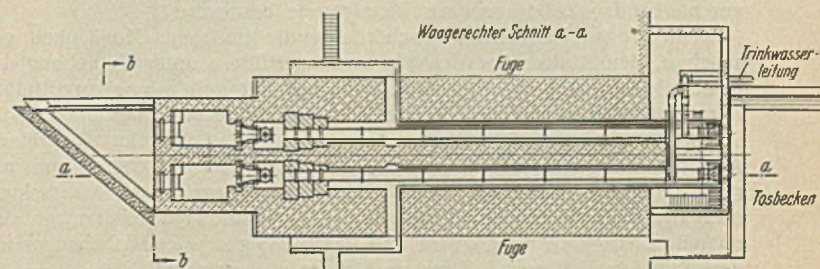
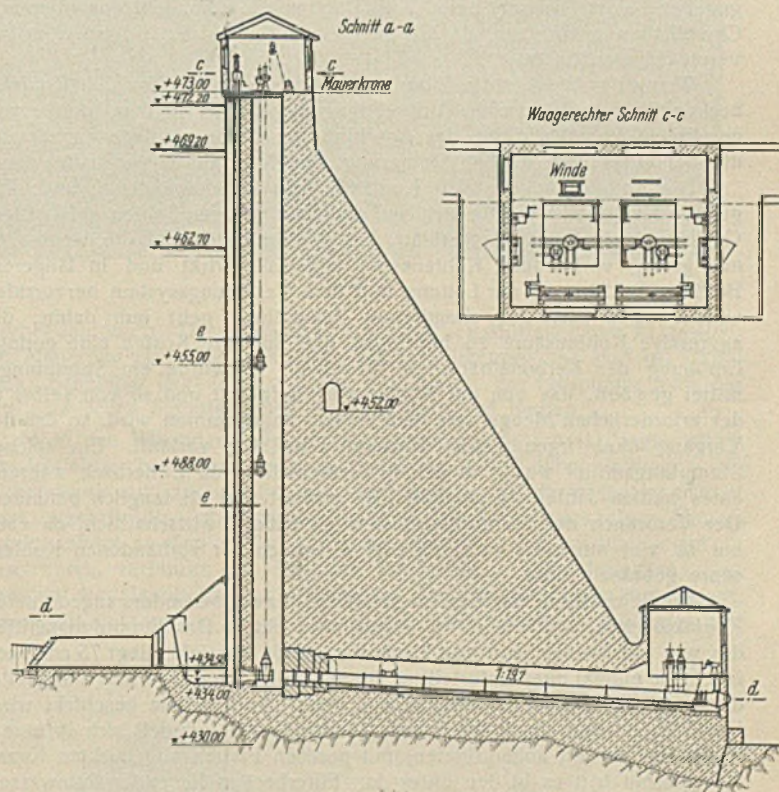


Abb. 3.

Darstellung der Entnahmeeinrichtungen in der Sperrmauer.

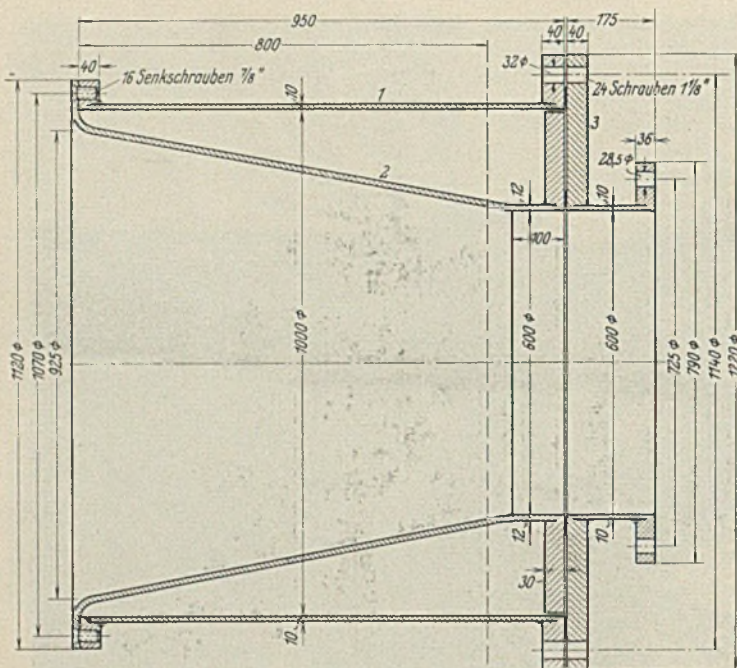


Abb. 4. Mauerrohr des Grundablasses.

Die Anordnung von Filterreglern gewährleistet einen gleichmäßigen Betrieb, der durch Anzeiger für den Filterwiderstand (Verschlammungsgrad) und den Spüldruck überwacht wird.

Ehe das Wasser aus der Druckrohrleitung vom Stausee in die Filterbecken gelangt, wird es in einer besonderen Kammer (2) entspannt und durch mehrmaligen Durchgang über Überlaufkanten und unter Tauchwänden beruhigt. In diesen Beruhigungsbecken ist auch die Möglichkeit gegeben, dem Wasser beim Auftreten von Trübungen koagulierende Chemikalien zuzusetzen, da sie auf dem Wege zu den Filterbecken gut vermischt werden.

Wenn das Wasser die Filter hinter sich hat, wird es den Kontaktbecken (5) zur chemischen Aufbereitung zugeführt. In dem hierfür vorgesehenen Rohrstrang ist der Anschluß der Chlorgananlage angebracht, die bei einer wesentlichen Steigerung der Keimzahl eingeschaltet wird.

Die Aufbereitung in den Kontaktbecken hat folgenden Grund: Die geringe Karbonathärte, die sich aus dem fast völligen Fehlen kalkhaltiger Gesteine im Einzugsgebiet erklärt, bringt es mit sich, daß die, wenn auch nur gering vorhandene Kohlensäure aggressiv wirkt und in längerem Betriebe Schäden an der Leitung und dem Verteilungssystem hervorrufen würde. Das Ziel der chemischen Behandlung geht nun dahin, die aggressive Kohlensäure zu beseitigen und auf ihre Kosten eine geringe Erhöhung der Karbonathärte zu erreichen. Es wurde ein Stumpfungsmittel gewählt, das von der Kohlensäure aufgelöst und so von selbst in der erforderlichen Menge von dem Wasser angenommen wird, so daß der Vorgang ohne irgendwelche Wartung selbsttätig verläuft. Ein solches Stumpfungsmittel wurde in einem Versuchsfilter am Zillierbach während eines halben Jahres im Dauerbetrieb erprobt und als tauglich befunden. Der Verbrauch des Stumpfungsmittels ist äußerst wirtschaftlich, da eben nur so viel aufgelöst wird, als zum Ausgleich der vorhandenen Kohlensäure gebraucht wird.

Die Behandlung des Wassers geschieht in zwei besonders angeordneten Kontaktbecken, die wie Filter ausgestattet sind. Das Stumpfungsmittel, das wie ein weißer Sand von 2 mm Korngröße aussieht, liegt 75 cm hoch in einem einmal quer unterteilten Troge von 11,4 m Länge und 3 m Breite, der in ganzer Länge gleichmäßig aus einer Überlaufrinne beschickt wird. Das Wasser sinkt durch die Schicht hindurch und sammelt sich in einem im Boden vertieft angeordneten, mit porösen Platten abgedeckten Kanal. Aus diesem tritt es in den unter den Filterbecken liegenden Reinwasserbehälter von 320 m³ Inhalt (6), dessen freie Spiegelhöhe den Druck in der anschließenden Zuleitung nach Wernigerode bestimmt.

Auf Wunsch der Aufsichtsbehörde wurde noch die Möglichkeit geschaffen, den Abfluß aus den Wabag-Schnellfiltern unter Umgehung der Kontaktbecken und des Reinwasserbehälters der Rohrleitung unmittelbar zuzuführen, eine Maßnahme, die der erhöhten Betriebssicherheit dienen soll.

Außer den vorbeschriebenen Anlagen enthält die Station noch einen Akkumulatorenraum mit 60 Zellen, der über dem Maschinenraum angeordnet ist und dem Betriebe der Gleichstromanlage dient. Dazu kommt noch die im Keller unter dem Vorraum eingebaute Hydrophananlage, die mit Gleichstrom betrieben wird und der Versorgung des Wohnhauses für den Talsperrenwärter mit Trink- und Brauchwasser dient.

Der Betrieb der Anlage ist, soweit dies möglich war, selbsttätig eingerichtet. Die Regelung des Rohwasserzuflusses geschieht durch den

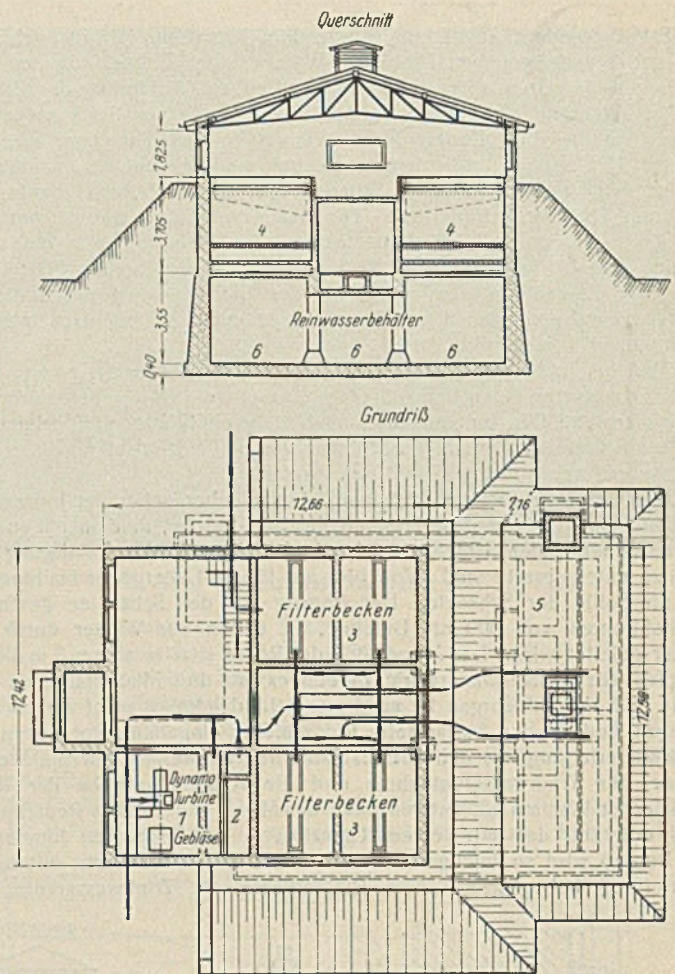


Abb. 5. Das Filtergebäude.

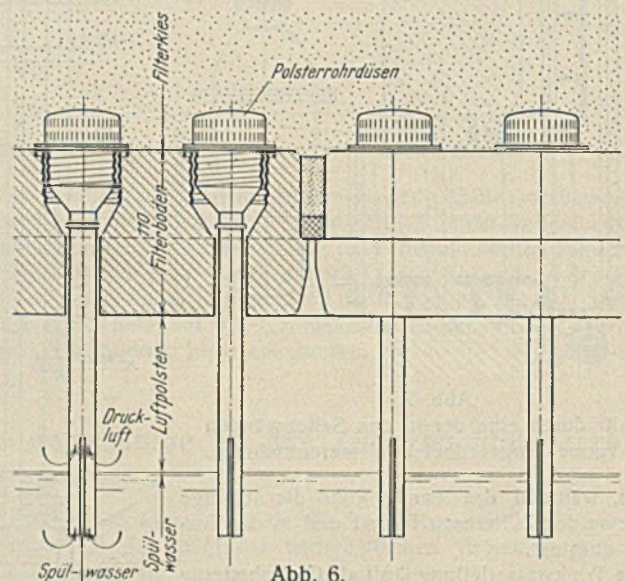


Abb. 6. Filterboden mit Polsterrohrdüsen.

Wasserstand im Reinwasserbehälter über Schwimmer. Der Reinwasserabfluß aus den Filtern in die Entsäuerungsbecken wird durch Filterregler ebenfalls über Schwimmer gesteuert. Die Wartung der Anlage beschränkt sich also auf die Vornahme der Rückspülung, die durch die Verwendung hydraulisch gesteuerter Schieber von einem auf dem Bedienungsstand aufgestellten Schalttisch aus mühelos durchgeführt wird. Von diesem Bedienungsstand aus sind auch die Verschlammungsanzeiger der einzelnen Filterbecken zu übersehen. Sonstige Meß- und Kontrollapparate sind im Vorraume des Erdgeschosses untergebracht.

Für Betriebsstörungen, wie Unterbrechungen im Rohwasserzufluß und im Zufluß des aufbereiteten Wassers zu dem Reinwasserbehälter, sind optische und akustische Signale angeordnet, die den Wärter auch außerhalb des Hauses zur Abstellung des Fehlers herbeirufen.

Sämtliche Bauteile sind auf Zweckmäßigkeit geprüft, und die gesamte Anlage in ihrer Geschlossenheit kann als fortschrittliches Werk angesehen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Erdbebensichere Bauten des Altertums in Mittelasien.

Von Prof. M. I. Ewdokimow-Rokotowsky, Gorky (UdSSR).

Das Ergründen der altertümlichen Bauten im mittelasiatischen Gebiet UdSSR (Samarkand, Buchara u. a.) weist nicht nur ein großes Interesse im geschichtlichen und archäologischen Sinne auf, sondern gibt uns eine Menge von Material für die architektonische Analyse und hat einen großen wissenschaftlichen sowie technischen Wert. Als Eigenheiten beim Bau sind Öde großer Geländeflächen, lößartiger Boden, Mangel an Stein und Bauholz und der geringe Arbeitswert ungelerner Arbeiter zu erwähnen. Auch müssen zu den Besonderheiten des besichtigten Gebiets die recht häufigen und starken Erdbeben gezählt werden. Gegenwärtig sehen wir großartige, majestätische Gebäude, die den märchenhaften

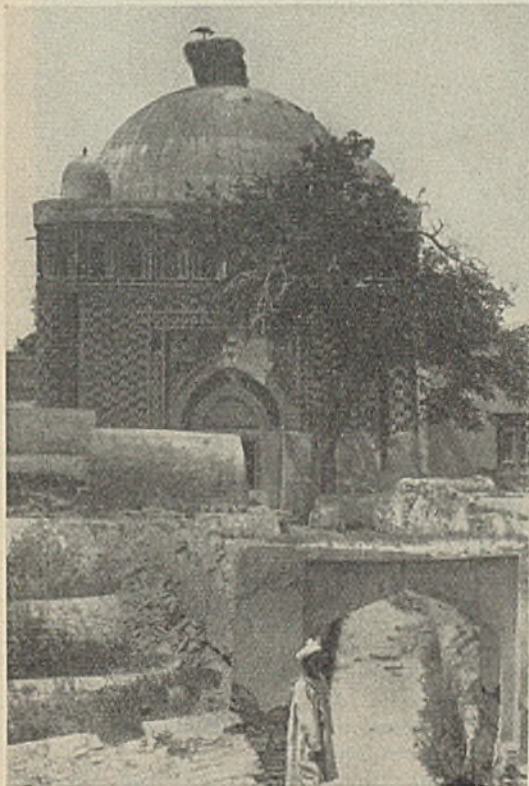


Abb. 1.

Zauber des Ostens bis jetzt nicht eingüßt haben. Ihr gegenwärtiger Zustand und ihre Dauerhaftigkeit sind um so bewundernswerter, als sie im Laufe von mehr als tausend Jahren eine Reihe starker Erdbeben überstanden haben. Durch Erforschung dieser alten Bauten erfassen wir eine Bauart des Altertums, die damals erstaunliche Vollkommenheit erreicht hatte, und erhalten den Beweis, daß den Architekten des Ostens schon im IX. bis XII. Jahrhundert zweifellos die Besonderheiten und Eigenschaften des Erdbebens sowie von Erdbebenstößen bekannt waren. Sie erkannten und trafen

systematisch eine Reihe interessanter Maßnahmen gegen die Erdbeben.

Vielfache Anwendung fanden ungebrannte Ziegel, aus fettem, lößartigem Lehm Boden angefertigt, von angenehmer hellbrauner Terrakottafarbe. In den von Tschingis-Chan im Anfange des XIII. Jahrhunderts zerstörten Städten sind Gebäude aus dem IX. bis XI. Jahrhundert erhalten geblieben, die mit viereckigen Ziegeln, gewöhnlich $4,5 \times 27 \times 27$ cm Größe, ausgelegt sind. In seltenen Fällen, wie z. B. im mittleren Mausoleum zu Urgent wurden Ziegel der Größe $3 \times 30 \times 30$ cm angewandt. Dagegen erreichten die Ziegel der Gesimse (Karniese) des Mausoleums Ismail-Samanid in Buchara (X. Jahrh., Abb. 1) die unübertroffene Größe von $6 \times 63 \times 63$ cm. Die Untersuchung der Ziegelform und Größe zeigt,

daß die Quadratform mit einer verhältnismäßig geringen Dicke eine standfestere, gegen Erdbeben dauerhaftere Mauer ergibt als der heutige Ziegel.

Das Mauerwerk wurde auf Alabaster gelegt mit einer fein durchsiebten, lößartigen Mischung bis 50% der ganzen Lösung. Dieser Mörtel besitzt ausgezeichnete erdbebensichere Eigenschaften. Das wußten die Bauleute des Altertums im Osten sehr wohl und verstanden es bei der Errichtung der majestätischen Bauten auszunutzen.

In seltenen Fällen wurde Alabaster rein ohne Beimischung gebraucht. Dabei ist zu bemerken, daß die Alabasterlösung mit Löß gemischt nicht in Wasser, sondern in saurer Milch zubereitet wurde, um die antiseismische Wirkung zu erhöhen. Dadurch erreichte die Lösung Elastizität und Zähigkeit. Diese antiseismische Eigenschaft steigerte sich bei feuchter, regne-

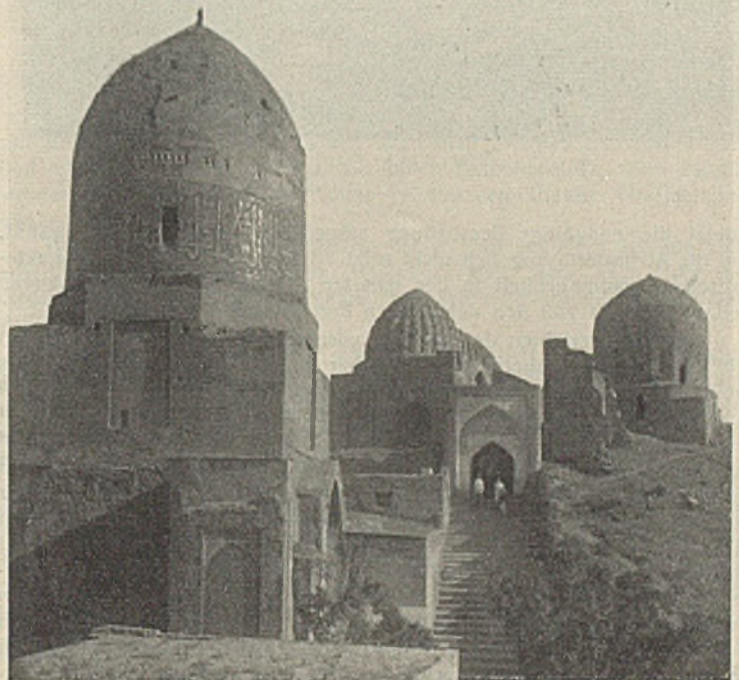


Abb. 3.

rischer Jahreszeit. Der Rauminhalt eines solchen Mörtels nahm 25 bis 40% der Mauerung ein. Die Lagerfugen des Ziegelmauerwerks sind oft 4,5 cm dick. Scheinbar liegt in der Lösung des Mörtels das Hauptgeheimnis der antiseismischen Standfestigkeit der altertümlichen Bauten.

Von den Besonderheiten der Mauersteine und Alabasterlösung hängt das Verfahren der Bauarbeiten ab, denn trotz einer Lößbeimischung sowie Zubereitung mit saurer Milch und nicht Wasser wird der Alabaster schnell hart, weshalb die Arbeitsgeschwindigkeit bei dem Legen eines Mauerwerks erhöht werden mußte. Um den Arbeitsvorgang dadurch nicht zu erschweren, verfuhr die Bauleute im Altertum folgendermaßen: Erst wurden die Hauptteile der Wände und der Überdeckungen roh gelegt, dann mit gebranntem Ziegel auf reinem Alabastermörtel verkleidet und

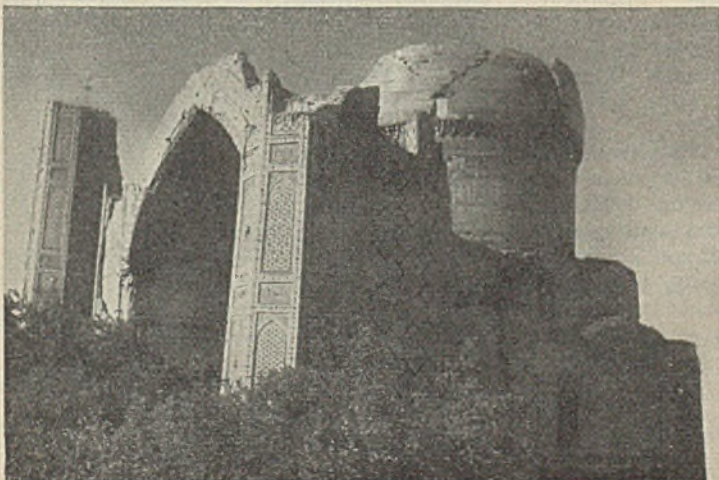


Abb. 2.

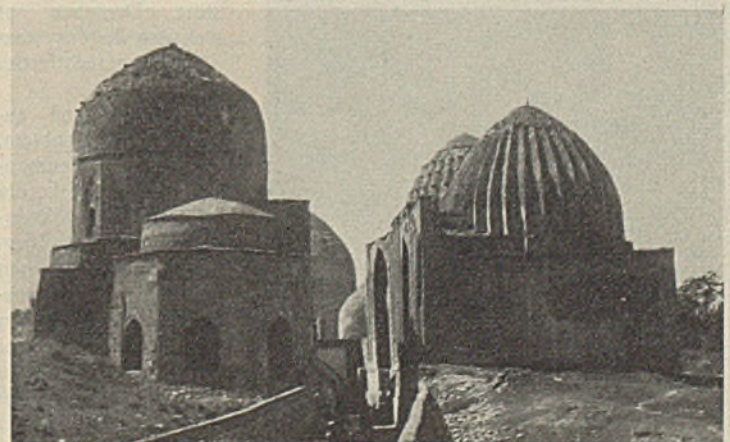


Abb. 4.

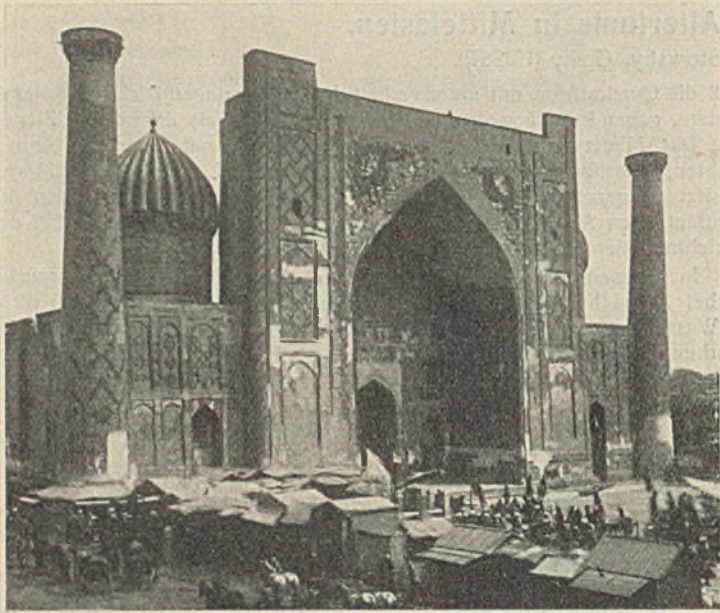


Abb. 5.



Abb. 6.

zuletzt die endgültige Bearbeitung ausgeführt. Nebenbei sei erwähnt, daß die Alabasterlösung sich nicht setzt. Demnach besteht die charakteristische Eigentümlichkeit in der scharfen Abgrenzung der konstruktiven Teile des Baues von den dekorativen Formen und Verzierungen.

Als Grundverfahren der architektonischen Lösung diente ein Quadrat mit einer Kuppel überwölbt; scheinbar stammt diese Architektur aus Indien. Die bedeutende Wanddicke der quadratischen Gebäude sicherten nur durch ihre Massigkeit die seismische Standfestigkeit, doch schon seit dem IX. Jahrhundert gewahren wir ein Suchen nach neuen vereinfachten und zugleich im seismischen Sinne standfesteren Formen. Schon am Anfang des IX. Jahrhunderts trat erst unbedeutender, mit der Zeit aber tieferer Bogenbau auf, bis zuletzt die Konstruktion der Gebäude dahin führte, daß die vier Ecken mit massiven Stützen versehen wurden und die Kuppel auf deren Bogen ruhte. Augenscheinlich meinten die Bauleute, daß die Bogen elastischer seien und von ihnen die seismischen Verformungen aufgenommen würden. Doch in diesen Annahmen haben sie sich geirrt. Ein typisches Beispiel dieser Vierbogenlösung, dabei noch im großen Maßstabe, gibt uns die majestätische Moschee des XIV. Jahrhunderts Bibi-Hanim (Abb. 2) in Samarkand. Bald nach deren Errichtung kam sie durch ein Erdbeben in Verfall, indem sich unheilverkündende Risse in der Kuppel und den Bogen einstellten. Nach der Sage fand selbst der berühmte Timur, daß die Bogen zu schwach seien, und befahl, sie durch eine zweite Reihe von Bogen, die unmittelbar unter den ersten

messungen der Kuppel und Trommel zu verringern. — Um die Standfestigkeit gegen Erdbeben zu erreichen, begann man die Flächen der Kuppel, anstatt wie früher glatt, geriffelt herzustellen. Nicht nur allein die Schönheit dieser Form, sondern auch das Suchen der antisismischen Standfestigkeit brachte ähnliche Lösungen dieser Aufgabe (Abb. 3 u. 4).

Hinsichtlich des Umrisses der Gebäude kamen die Erbauer im Altertum durch Untersuchung der beschädigten sowie unversehrt gebliebenen Bauten unwillkürlich zu der Überzeugung, daß die runde Form die allerbeste antisismische Wirkung ergibt. Später gelang es dem spanischen Architekten Torres, dies wissenschaftlich zu beweisen, und man findet tatsächlich Rundbauten von Mausoleen und Moscheen, die den seismischen Stößen ausgesetzt gewesen sind, fast unversehrt.

Schlanke, wohlgebaute Minarette, die uns durch ihre schöne Ausstattung in Erstaunen setzen, zerfallen, was die Standfestigkeit gegen die seismischen Stöße anbetrifft, in zwei Gruppen:

1. Einzelstehende antike Minarette, die zum XI. oder sogar XIII. Jahrhundert gezählt werden können, verfügen über eine bewundernswerte antisismische Standfestigkeit.

2. Minarette späteren Baues, die unmittelbar an den Ecken der Moscheen stehen (Abb. 5). Diese Minarette neigen sich unter dem Einfluß des verwickelten Kräftespiels sowie der Zusammensetzung der

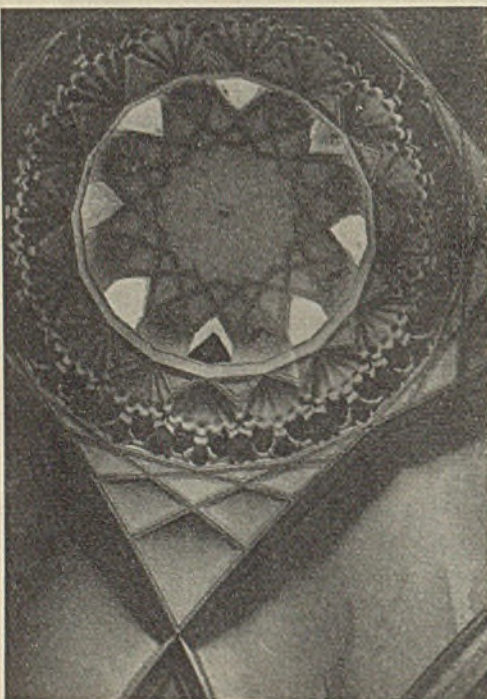


Abb. 7.

gebaut wurden, zu stützen. Doch leider rettete auch das nicht diesen prachtvollen Bau, der gegenwärtig einer Ruine gleich sieht. Ungeheure Risse, die sich durch die Erdbenenschütterungen bildeten, haben Kuppel und Bogen zerstört. Demnach hat sich das Bogensystem als nicht gerechtfertigt erwiesen.

Es entstand zugleich das Problem, die Kuppel umzugestalten, weil die übermäßige Massigkeit der äußeren Kuppel und Trommel einen zu starken Druck ausübten, infolgedessen der Bau schon bei schwachen Erdbeben in starkes Schwanken geriet. Darum war man im XV. Jahrhundert bestrebt, die Ab-

Spannungen in der Massigkeit des Gebäudes nach außen (Abbildung. 6). Jedoch die Eigenschaft des Mörtels sowie die Wirkung der von den Architekten des Altertums angewandten antisismischen Maßnahmen zeigen sich auch hier, da sogar die geneigt stehenden Minarette fast keine Risse aufweisen.

Demnach scheinen Minarette, die oft eine Höhe bis zu 52 m erreichen, das beste Beispiel von Rundbauten zu sein, insofern sie in einer langen Reihe von Jahrhunderten die stärksten Erdbeben überstanden haben.

Um die antisismische Standfestigkeit bei den geradlinigen Wänden zu erreichen, wurden diese noch im

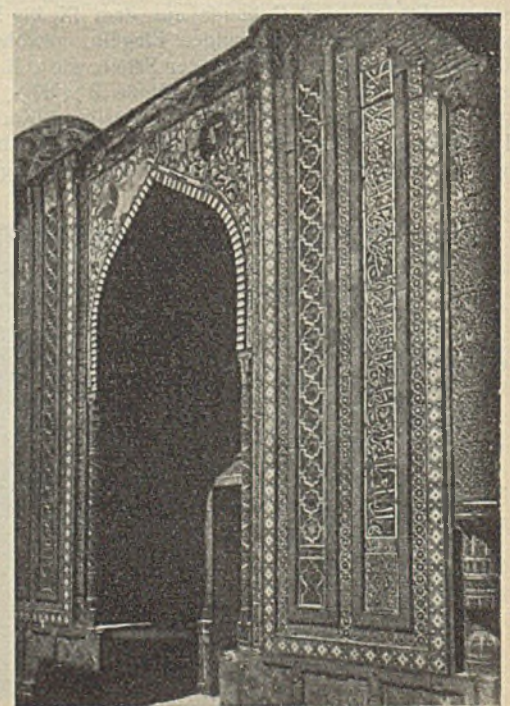


Abb. 9.

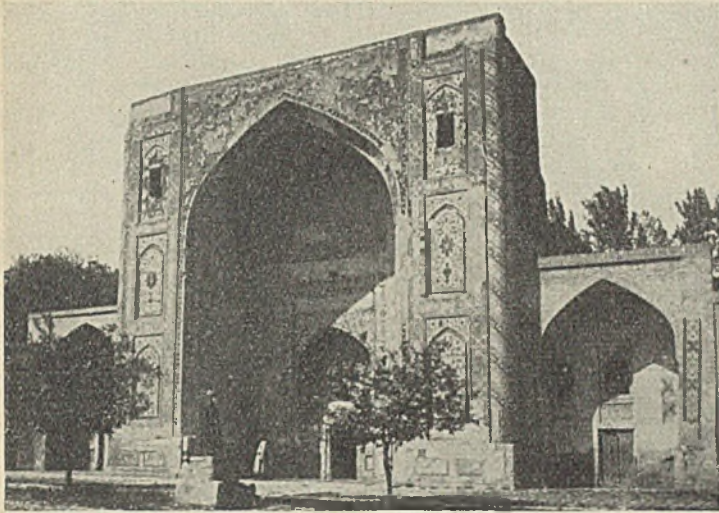


Abb. 8.

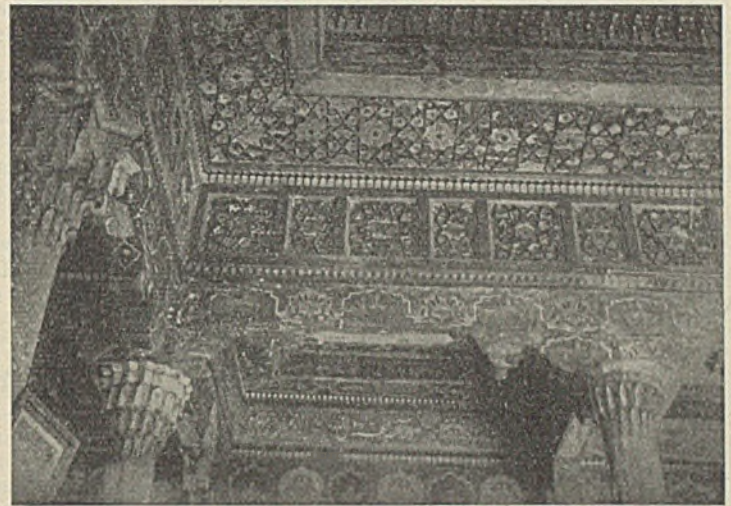


Abb. 10.

frühesten Altertum geriffelt ausgeführt. Solche geriffelten Oberflächen finden wir bei großen Bauten aus ungebranntem Ziegelstein in den ältesten Städten des Ostens, wie Merv und Termez, Kis-Kala, d. h. „Jungfrauen-Festung“, die 20 m hohe gewellte Wände hat.

Die kunstvolle Bekleidung der mittelasiatischen Bauten hat nicht nur eine dekorative Bedeutung, sondern ist unbedingt notwendig, um die aus ungebranntem Ziegel roh ausgeführten Gebäude vor Witterungseinflüssen zu schützen. Erst wurde die dekorative Bekleidung außen aus gebrannten Ziegeln auf Alabastermörtel ausgeführt, während innen in alten Zelten Alabasterputz angewandt wurde, der mit den wunderbarsten, aber entzückenden geschnitzten Ornamenten versehen war (Abb. 7).

Um das XI. Jahrhundert wurden geschnitzte Ornamente schon bei Fassaden verwendet (Abb. 8), und im XII. Jahrhundert trat die Terrakottaschnitzerei auf (Abb. 9 u. 10).

Die Ziegelplatten wurden aus vorher in Wasser gehaltenem Kaolinlehm mit einer Beimischung von fein geseibtem Löß und anderen Stoffen angefertigt. Nachdem sie trocken geworden waren, wurden mit dem Messer Verzierungen ausgeschnitten, die oft den feinsten Juwelierarbeiten nicht nachstehen. Dann wurden sie in den Öfen gebrannt und mit vielfarbiger Glasur überzogen.

Es ist zu bemerken, daß besonders angefertigte weiße Platten sich leicht mit dem Messer bearbeiten lassen, nach dem Brennen sehr fest werden und elastisch bleiben, so daß sie durch Erdbebenstöße nicht zerstört werden. Die Glasur solcher Platten ist von verblüffender Grellheit und klarer Farbe.

Das Geheimnis der Herstellung dieser Kaschinplatten ist uns nicht erhalten geblieben, zweifellos ist aber, daß wohl auch hier der Gedanke der antiseismischen Maßnahmen seine gebührende Verwendung gefunden hat.

Damit schließe ich meine Ausführungen über die antiseismischen Maßregeln, die an den uralten Bauten Mittelasiens getroffen wurden. Man kommt zu der Überzeugung, daß die Maßnahmen der Architekten des Altertums wohl durchdacht und sehr verschiedenartig waren. Dank der gleichzeitigen Anwendung mannigfaltiger Maßnahmen gegen die Zerstörung der Bauten durch Erdbeben erreichten sie, daß Paläste, Schulgebäude, Moscheen und Minarette von wunderbar-märchenhafter Architektur die stärksten Erdbeben, ohne wesentlichen Schaden zu erleiden, überstehen konnten. Sogar unsere heutigen Architekten können an den wunderbaren Arbeiten der Meister des Altertums lernen und darüber nachdenken.

In die Flußmündungen einlaufende Flutwellen; die Sturzwelle oder Bore.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, Technische Hochschule, Danzig.

Die vom Meere her in die Flußmündungen hinein geschickten Tidewellen werden in ihrer Höhe und in ihrer Laufschnelligkeit c hauptsächlich durch das Verhältnis der Wasserquerschnittfläche F des Flusses zur Spiegelbreite B beeinflusst. Grundlegend für die eingehenderen Ermittlungen ist die Forschungsarbeit „Die Flutwelle in Flußmündungen und Meeresbuchten“¹⁾ des ehemaligen Leiters der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, Prof. Dr.-Ing. ehr. H. Krey. Die von den Wellen verursachten Strömungen und Geschwindigkeiten sowie das Arbeitsvermögen der Wellen im Ästuarium (d. i. der Raum, der von den Wellen erfüllt wird und der durch die Umhüllenden der jeweiligen

grundsätzlichen Voraussetzungen für die Entstehung der gewöhnlichen Tideflut und der Sturzflut zu erörtern und auszuwerten.

Bei der Tideflut steigt der Wasserstand des Flusses sehr langsam und allmählich an. Die Flutdauer beträgt z. B. bei Brunsbüttel an der

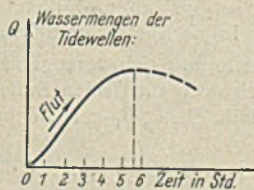


Abb. 1.



Abb. 2.

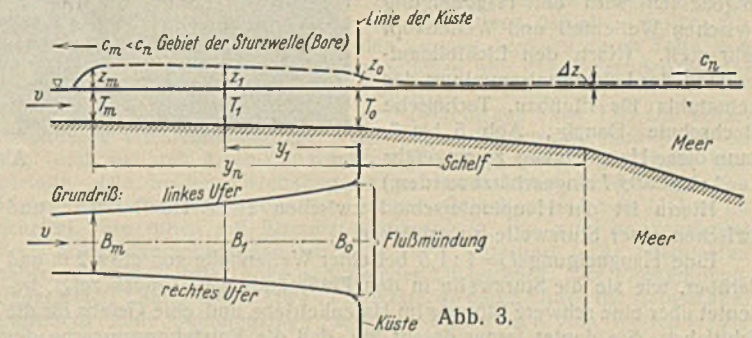


Abb. 3.

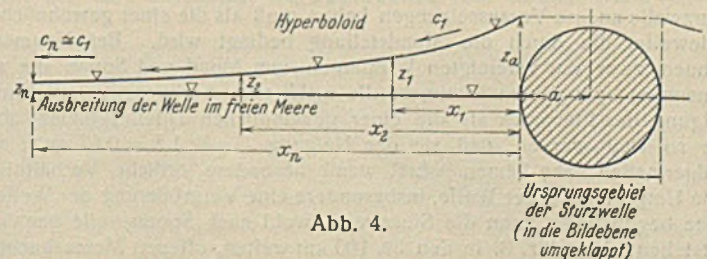


Abb. 4.

Hochwasserscheitel an den verschiedenen Flußstellen oben begrenzt ist) können nach den Ergebnissen von Krey einwandfrei berechnet werden. Auch die in der hier vorgelegten Arbeit mitgeteilten Rechnungsansätze stützen sich auf die vorgenannte Veröffentlichung von Krey.

In dieser Abhandlung soll nun ein bisher noch nicht befriedigend erklärter Sonderfall der gewöhnlichen Flutwelle, die „Sturzflut“, „Sturzwelle“ oder „Bore“, betrachtet werden. Um die Eigenarten der Sturzflut darzulegen, sind zunächst die kennzeichnenden Unterschiede und die

¹⁾ Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau u. Schiffbau in Berlin, Heft 3. Berlin 1926. Eigenverlag der Versuchsanstalt; und Ztschr. für Bauwesen 1926, Heft 4 bis 6.

Eibmündung ungefähr 5 h 11 min, bei Altona etwa 4 h 52 min. Es ist die Flutdauer also für verschiedene Orte nicht die gleiche, im Mittel werde sie zu rd. 5 h angenommen. Weiterhin mögen folgende Voraussetzungen bestehen: bei Flutbeginn ist der Flußquerschnitt $F = \text{rd. } 2000 \text{ m}^2$

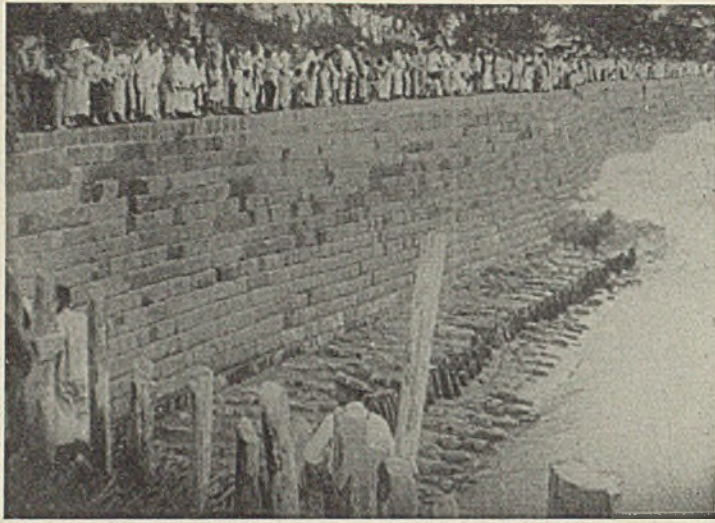


Abb. 5.

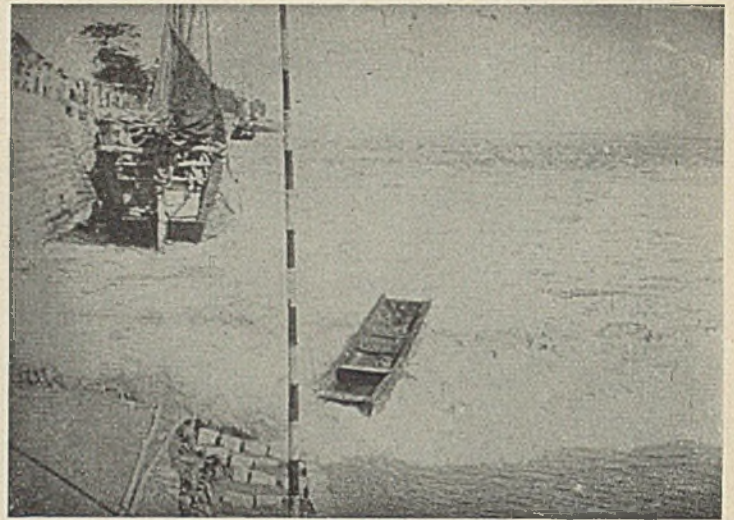


Abb. 6.

und die Spiegelbreite $B = \text{rd. } 300 \text{ m}$, das Oberwasser Q_0 ungefähr $1200 \text{ m}^3/\text{sek}$, also $v_0 = 0,6 \text{ m/sek}$, die Fluthöhe sei durchschnittlich $2,7 \text{ m}$. Hiermit läßt sich die gemittelte Hangneigung der in die Flußmündung einströmenden Tideflut ermitteln. Zunächst ist nach Gl. (3) (a. a. O., S. 7 und 8) die Laufschnelligkeit der Flutwelle

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F}{B}} - v_0 = \sqrt{9,81 \cdot \frac{2000}{300}} - 0,6 = \text{rd. } 7,5 \text{ m/sek.}$$

In 5 h legt demnach der Wellenfuß eine Strecke von $5 \text{ h} \cdot 7,5 \text{ m/sek} \cdot 3600 \text{ sek/h} = 135 \text{ km}$ zurück, während am Orte des Wellenbeginns die Fluthöhe $2,7 \text{ m}$ geworden ist. Die mittlere Hangneigung der Tidewelle ist demnach $2,7 \text{ m} : 135000 \text{ m}$ oder 2 m auf 100 km , d. i. $J = 0,00002$. Die jeweils in die Flußmündung vom Meere her eindringenden Wassermengen Q werden durch die Zeitweglinie der Abb. 1 gekennzeichnet, die eine allmähliche und stetige Zunahme der Wasserzufuhr erkennen läßt. Die Wasserstandshöhen ändern sich infolgedessen so langsam, daß keinerlei Störungen im Schiffahrt- und im Hafenbetriebe zu befürchten sind.

Ganz anders gestalten sich die Vorgänge bei einer Sturzwelle (engl. bore; franz. mascaret). Hier wächst die Wasserzufuhr, wie es Abb. 2 zeigt, fast plötzlich und fast schlagartig bis zum Größtwerte an. Infolgedessen wird die Hangneigung zwischen Wellenfuß und Wellenkopf sehr steil. (Nach den Lichtbildaufnahmen der Lehrmittelsammlung des Lehrstuhls für Flußbau, Technische Hochschule Danzig, Abb. 5 bis 7, kann diese Hangneigung zu ungefähr $J = 1 : 1,5 = 0,67$ eingeschätzt werden.)

Hierin ist der Hauptunterschied zwischen einer Tideflutwelle und zwischen einer Sturzwelle zu erblicken.

Eine Hangneigung $J = 1 : 1,5$ bei einer Wellenhöhe von etwa 2 m und darüber, wie sie die Sturzwelle in den Flußmündungen Chinas zeigt, bedeutet aber eine schwere Störung im Hafenbetriebe und eine Gefahr für die Schiffahrt. Sie deutet ferner darauf hin, daß die Entstehungsursache der Sturzwelle andere Voraussetzungen haben muß als die einer gewöhnlichen Tidewelle, die durch die Mondstellung bedingt wird. Bei Neumond können zwar die vereinigten Wirkungen von Mond und Sonne die sogenannten Springfluten erzeugen, die u. U. eine merklich steilere Hangneigung der Flutwelle als die einer gewöhnlichen Tideflut haben, aber nie so steil werden, daß sie der Neigung $J = 1 : 1,5 = 0,67$ auch nur einigermaßen nahe kämen. Erst wenn besondere örtliche Verhältnisse eine Umgestaltung der Welle, insbesondere eine Vergrößerung der Wellenhöhe begünstigen, kann die Sturzwelle (wohl auch Sprungwelle genannt) entstehen; das ist z. B. in den bis 100 km weiten, offenen Meeresbuchten Chinas möglich, die sich trichterförmig zur Flußmündung hin verengen, wobei zudem die große Tiefe an der offenen Bucht nach der trichterförmigen Flußmündung hin schnell bis auf kleine Tiefen abnimmt²⁾.

²⁾ Ein guter Bericht über die Bore wurde mitgeteilt von Ingenieur With. Neyer, Hangchow (China), Die Flutbrandung des Tschien-Tang-Kiang bei Haining, Ww. 1935, Nr. 34, S. 361 bis 363.

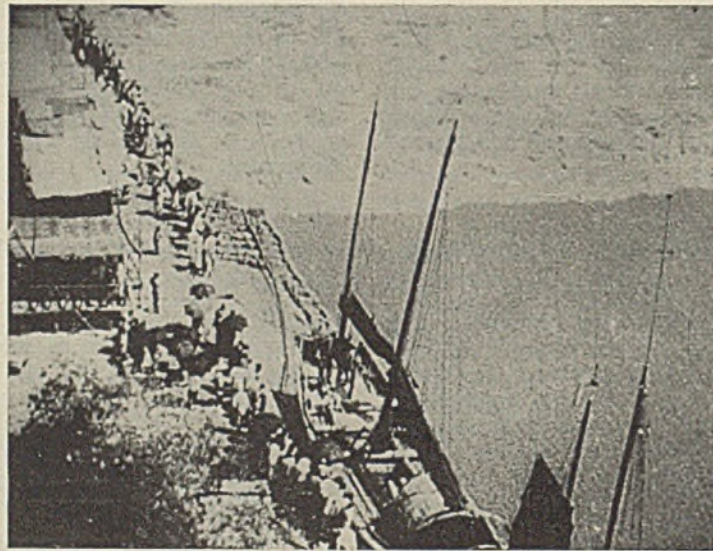


Abb. 7.

Im Schrifttum findet man fast immer — so auch in ²⁾ — die irrige Auffassung ausgesprochen, daß sich dabei die Fortpflanzungsgeschwindigkeit vergrößern müsse, während sie in Wirklichkeit mit Abnahme der Wassertiefe ebenfalls abnimmt, wie es die vorstehende Formel für c unmittelbar zeigt, wenn $F : B$ gleich der mittleren Tiefe T des Wasserquerschnitts gesetzt wird. Auch die Vergrößerung der Wellenhöhe z wird durch eine Abnahme der Wasserquerschnittfläche F , der Spiegelbreite B und der Laufschnelligkeit c bedingt, da [vgl. a. a. O., S. 7, Gl. (1)]

$$\text{diese Höhe } z = \frac{Q}{B(c - v_0)} \approx \frac{Q}{Bc} \text{ ist.}$$

Der letzte Ausdruck gilt streng für die Vorgänge in der Bucht außerhalb der Flußmündung, da dort $v_0 \approx 0$ ist. Für c werde noch der obenstehende Wert eingesetzt, dann ist die jeweilige Wellenhöhe

$$z = Q : \left(B \sqrt{g \cdot \frac{F}{B}} \right) = Q : \sqrt{gFB}.$$

Diese Beziehung läßt deutlich erkennen, weshalb beim Einlaufen in die Bucht und in die Flußmündung — bei gleichbleibender Wasserzufuhr Q — die Wellenhöhe in dem Maße zu nehmen muß, wie durch Abnahme der Tiefe und Breite das Produkt FB abnimmt. Diese Verhältnisse werden schematisch durch Abb. 3 dargestellt; auf dem freien Meere ist die Wellenhöhe z noch gering gegenüber der Höhe der Dünungswellen, so daß dort äußerlich, etwa von einem Schiffe aus, die Entstehung der Sturzwelle nicht wahrzunehmen ist. Erst auf dem zum Kontinent ansteigenden Grunde des Schelfs nimmt entsprechend der Tiefenabnahme $T = (F : B)$ die Laufschnelligkeit $c = \sqrt{gT}$ ab und demnach die

Wellenhöhe $z = Q : (Bc) \approx \text{konst.} : c$ zu. In noch stärkerem Maße tritt dies beim Eintritt der Welle in die trichterförmig sich verengende Flußmündung auf, um so mehr, als dort auch noch die Tiefen flußaufwärts geringer werden $T_m < T_1 < T_0$ und ebenfalls $B_m < B_1 < B_0$, daher muß anderseits $z_m > z_1 > z_0 > z$ sein.

Es möge bei dieser Gelegenheit ein Vergleich mit elektrischen Schwingungen gezogen werden. Wie beim Rundfunk die Schallwellen sich den elektrischen Wellen überlagern und durch die Detektorwirkung wieder von diesen getrennt und durch Röhren verstärkt werden, so werden die Ursprungswellen der Sturzwelle unmittelbar von den Dünungswellen getragen, auf dem Schelf und an der Küste von diesen getrennt und schließlich in der Flußmündung verstärkt. Die Naturgesetze der Schwingungen gelten allgemein.

Zum Schlusse sollen noch andere Entstehungsmöglichkeiten von Sturzwellen besprochen werden. Steife langanhaltende Winde aus bestimmten Himmelsrichtungen können vor der Bucht und vor der Flußmündung große Wassermassen anhäufen. Eine andere Möglichkeit zur Bildung einer Sturzwelle kann durch ein Seebeben auf hohem Meere geschaffen werden.

Dieser Vorgang wird schematisch durch die Abb. 4 erläutert. Das Ursprungsgebiet des Seebebens sei etwa 1000 km^2 groß, die Hebung der

Wasserfläche dort ungefähr i. M. 1 m; das ergibt eine Wassermenge von 1 km³ oder 1 Milliarde m³, die sich vom Ursprungsorte nach allen Richtungen strahlenförmig ausbreiten; dabei nimmt die Höhe der Wellen z, die sich den Dünungswellen überlagern, bei angenähert gleichbleibender Laufschnelligkeit in dem Maße ab, wie sich der Kreisumfang der Ringwelle vergrößert: $z_a(2a\pi) = z_1(x_1 + a)2\pi = z_n(x_n + a)2\pi$ oder $z_n : z_a = a : (x_n + a)$. Das sind die Bedingungen einer Hyperbel. Es nehmen daher die Wellen an Höhe ständig ab; so erklärt es sich, daß sie auf offener See von den Dünungswellen gleichsam aufgesogen werden. Bei der Annäherung an den Strand treten indessen wieder die Erscheinungen auf, die in Abb. 3 skizziert sind. Während im Meere bei den großen Tiefen die Laufschnelligkeit c der Wellen nicht selten einige

hundert m/sek betragen kann, nimmt sie bei der Annäherung an den Schelf und an die Küste schnell und stetig ab; dadurch wird aber eine beträchtliche Zunahme $z = \frac{Q}{Bc}$ bedingt, wie es zuvor bei der Erörterung der Abb. 3 besprochen wurde. Die Vorgänge sind also auch bei einer Seebebenwelle dieselben wie die bei einer durch die Richtungsstellung Erde, Mond und Sonne bedingten Springflut, die in der Flußmündung vollends in eine Sturzflut übergeht.

Hier kam es nur darauf an, die hydromechanischen Erscheinungen einer Sturzflut zu erklären. Die Frage der Entstehungsursache einer solchen Naturscheinung ist dagegen durch geophysische Forschungen zu klären.

Vermischtes.

Die Hundertjahrfeier der Technischen Hochschule Darmstadt wird vom 27. bis 29. Mai d. J. in der Woche vor Pfingsten, und zwar gleichzeitig mit der 74. Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure (VDI)¹⁾ anlässlich seines 80 jährigen Bestehens in Darmstadt stattfinden. Alle ehemaligen Studenten der Hochschule, ihre Freunde und Gönner sind zu diesem Feste eingeladen. Recht baldige Anmeldungen zur Teilnahme am Feste bei dem Jubiläumsausschuß der Technischen Hochschule Darmstadt erwünscht.

Die Festfolge des Hochschuljubiläums lautet:

Mittwoch, 27. Mai. Nachmittags: Kleine Besichtigungsfahrten und Ausflüge. 16³⁰ Uhr: Hauptversammlung der Vereinigung von Freunden der Technischen Hochschule Darmstadt e. V. (Ernst-Ludwigs-Hochschulgesellschaft). 20 Uhr: Festabend in der Städtischen Festhalle, zusammen mit dem VDI.

Donnerstag, 28. Mai. 10³⁰ Uhr: Festerstunde der Technischen Hochschule. 13³⁰ Uhr: Festessen im Städtischen Saalbau. Nachmittags: Führungen durch Hochschulinstitute mit kurzen Vorträgen; Ausstellungen. Kleine Besichtigungs- und Ausflugsfahrten. 20¹⁵ Uhr: Sommerfest im Schloßhof.

Freitag, 29. Mai. Rheinfahrt der Technischen Hochschule.

Der Bode-Ausbau und seine wasserwirtschaftlichen Aufgaben. Über diesen Gegenstand sprach am 19. März 1936 Regierungsbaumeister a. D. Reinhold-Hans Winter, Quedlinburg, in Berlin vor dem Reichsverband der Deutschen Wasserwirtschaft e. V.

In dem mitteldeutschen Raum zwischen Weser und Elbe ist der Wasserschatz des Harzes ein unentbehrlicher Lebensspender. Besonders gilt dies für die östliche Hälfte dieses Gebietes, deren mittlere jährliche Niederschlagsmenge erheblich unter dem deutschen Durchschnitt liegt; hier müssen die Abflüsse aus dem niederschlagsreichen Harz aushelfen. Der bedeutendste davon ist die Bode, die am Harzrande mit ihren Zuflüssen ein Niederschlagsgebiet von rd. 800 km² umfaßt.

Zur wirksamen Ausnutzung des Bodewassers ist ein Ausgleich der unregelmäßigen natürlichen Wasserführung durch Talsperren nötig, die Hochwasser auffangen und in Zeiten der Trockenheit wieder abgeben. Geplant ist als Hauptspelcher die Rappbodesperre mit 94 Mill. m³ Inhalt, daneben drei Talsperren in Wendefurt sowie in der Kalten und Warmen Bode mit zusammen 20 Mill. m³ Inhalt.

Der Ausbau soll vier Hauptaufgaben dienen, 1. dem Hochwasserschutz, 2. der Wasserversorgung, 3. der Landeskultur, 4. der Energieerzeugung.

In den Talsperren wird ein Hochwasserschutzraum von rund 20 Mill. m³ freigelassen, durch den selbst das größte bisher bekannte Hochwasser vom 31. Dezember 1925 auf eine unschädliche Höhe herabgedrückt werden kann. Der Schaden bei diesem einen Katastrophenhochwasser belief sich damals auf etwa 5 Mill. RM.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1936, Heft 13, S. 203.

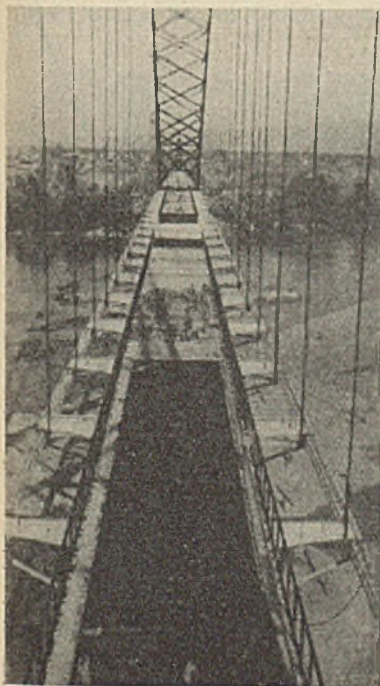


Abb. 1.

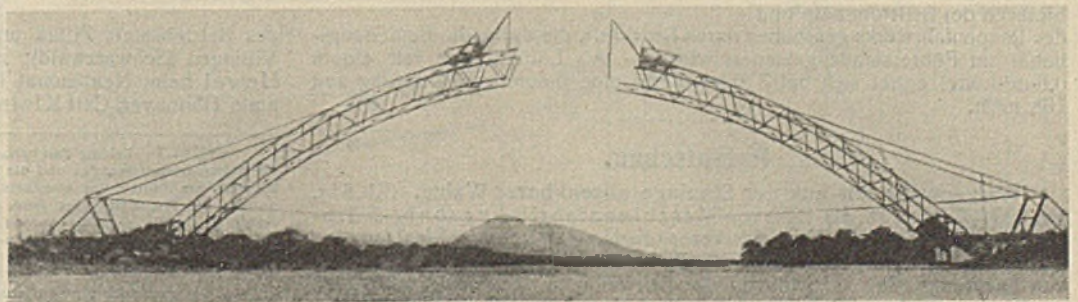


Abb. 2.

Die Montage geschah, von beiden Kämpfern ausgehend, durch Auskragen unter Verankerung mittels rückwärtiger, über Stützen geführter Ankerkabel, die etwa in 15 m Tiefe im Fels festgelegt waren. Zum Transport der bis zu 8 t schweren Montagestücke diente ein Kabelkran, der zwischen den Stützen der Ankerkabel gespannt war (Abb. 2), von wo

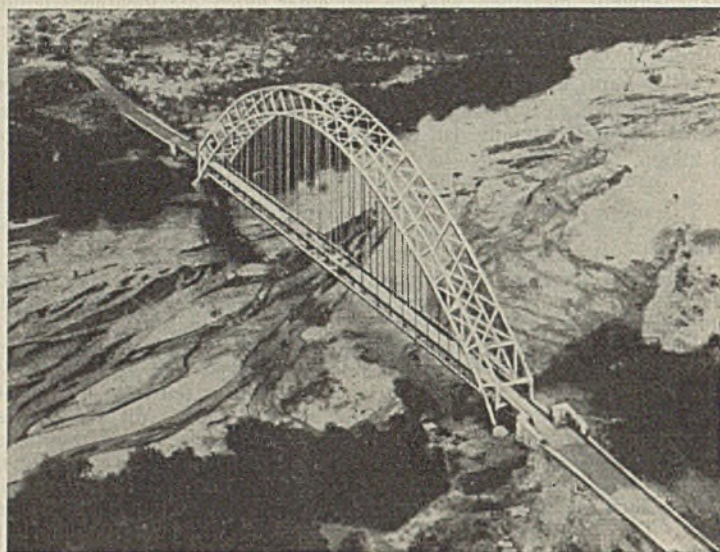


Abb. 3.

aus die Bauteile dann durch auf dem Obergurt laufende Auslegerkrane hochgezogen wurden.

Nach Herstellung der beiden Bogenhälften wurden diese durch Abwärtsschwenken in einem Gelenk im Obergurt vereinigt. Danach wurden schrittweise die unteren Brückenteile eingehängt, bis die Zweigelenkbogenwirkung erreicht war. Zum Schluß wurden die Krane mittels ihrer Winden auf die Fahrbahn herabgelassen.

Abb. 3 zeigt eine Ansicht der fertigen Brücke.

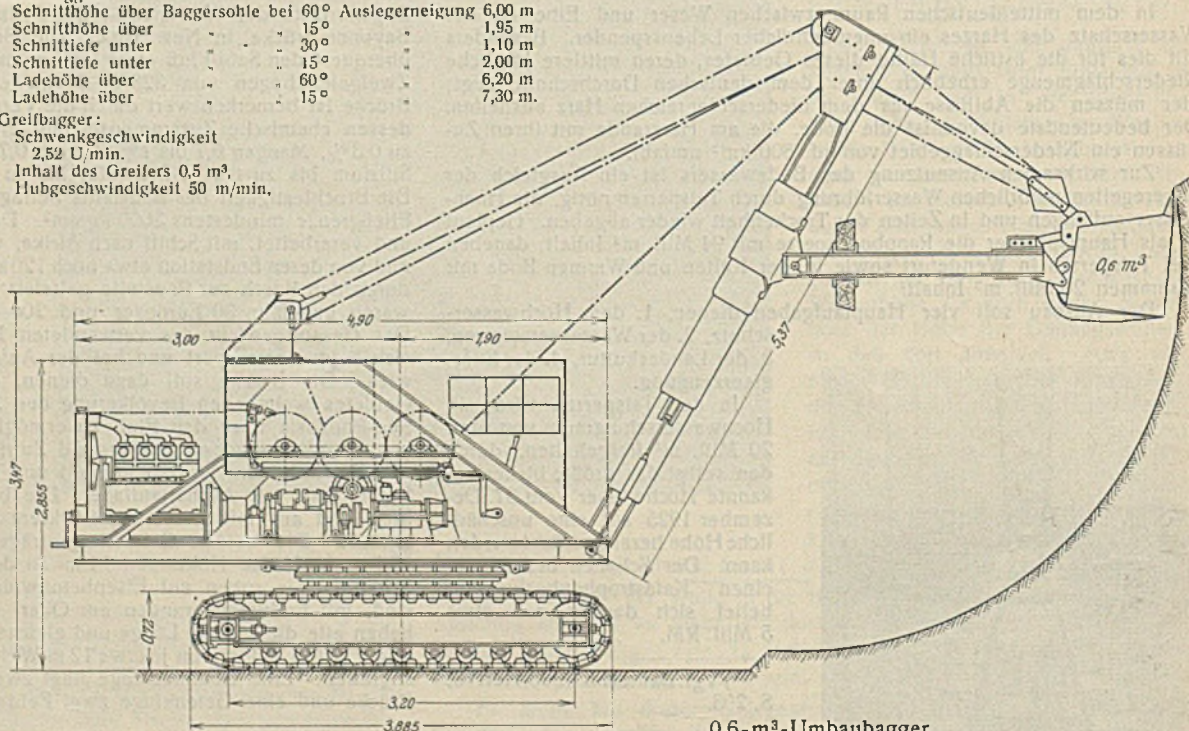
Zs.

0,6 - m³ - Umbau - Löffelbagger. Infolge des Bedarfes von kleineren Umbaubaggern für Bauarbeiten aller Art ist ein neuer Löffelbagger (der R. Dolberg AG) entstanden, dessen Bauart in verschiedener Hinsicht von den anderen kleineren Umbaubaggern abweicht.

Der Löffelstiel ist am Ausleger nicht in einem Vorstoßwerk, sondern in einem einfachen Gelenk drehbar gelagert (s. Abb.). Der Ausleger besteht aus nahtlos gezogenem Rohr mit einem Stahlguß-Fußlager und hat einen auswechselbaren Kopf für Löffel- und Greiferbetrieb. Zum Antrieb dient ein Vierzylinder-Dieselmotor (Henschel & Sohn AG) von 64 PS Leistung. Die zwischen dem Motor und den Seiltrommeln eingeschalteten Getriebe sind so bemessen, daß die Trommeln im gewöhnlichen Betriebe mit $\frac{1}{4}$ der Motordrehzahl laufen. Für schwierige Bodenverhältnisse können Hub- und Fahrwerk auf eine zweite Geschwindigkeit umgeschaltet werden.

Das Einrücken und das Abbremsen der Seiltrommeln und des Raupenfahrwerks geschehen durch Druckluft, die durch die Bedienungshebel im Führerstand gesteuert wird. — Als Löffelbagger mit einem 0,6-m³-Löffel ergibt sich bei 3 Spielen/min eine theoretische Leistung von 108 m³/h.

Löffelbagger:	
Schnitthöhe über Baggersohle bei 60° Auslegerneigung	6,00 m
Schnitthöhe über	1,95 m
Schnitttiefe unter	1,10 m
Schnitttiefe unter	2,00 m
Ladehöhe über	6,20 m
Ladehöhe über	7,30 m
Greifbagger:	
Schwenkgeschwindigkeit	2,52 U./min.
Inhalt des Greifers	0,5 m ³
Hubgeschwindigkeit	50 m/min.



0,6-m³-Umbaubagger.

Dichtungsbalken *b* tragenden Stauschild *c*. In einer Kammer *d* ist eine abgedichtete, die Wehrschwelle bildende Verschlussklappe *e* mit der hinteren Kante bei *f* drehbar gelagert. An den Randzargen *g* *h* des Deckels sind Dichtungsmittel angeordnet. Die Kammer *d* steht durch die durch einen Schieber verschließbare Leitung *i* mit dem Unterwasser und durch die Leitung *k* mit dem Oberwasser in Verbindung. Bei der normalen Staulage der Walze ist der Schieber der Leitung *i* geschlossen (Abb. 1), der Schieber der Leitung *k* dagegen geöffnet; hierdurch wirkt der gesamte Oberwasserdruck in der Wehrschwellenkammer *d*, so daß die Verschlussklappe *e* in der Höchstlage gehalten wird. Soll die Walze *a* abgesenkt werden, so wird von Hand oder selbsttätig der Schieber der Leitung *i* etwas geöffnet, gleichzeitig der Schieber der Leitung *k* etwas geschlossen und unmittelbar darauf das Hubwerk auf Abwärtsbewegung der Walze eingestellt. Infolge der Druckminderung in der Kammer *d* senkt sich unter dem Einfluß des vollen Oberwasserdruckes die Verschlussklappe *e* und mit ihr die Walze *a* mit dem Dichtungsbalken *b* in die Lage nach Abb. 2, so daß zunächst ein kleiner Überfall entsteht. Genügt dieser nicht, so wird der Abfluß des Wassers aus der Wehrschwellenkammer *d* nach der Unterwasserseite vergrößert oder der Durchtrittsquerschnitt des Kanals *i* vollständig freigegeben und der Zufluß weiter vermindert, so daß sich jetzt die Wehrschwelle unter dem Einfluß des Oberwasserdruckes in eine tiefere bzw. die Tiefstlage einstellt und sich der aus der Abb. 3 ersichtliche große Wasserüberfall ergibt.

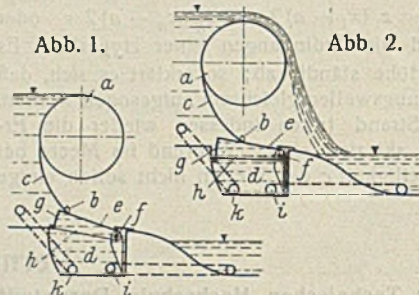


Abb. 1. Abb. 2.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: b) bei der Betriebsverwaltung zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Ehrenberg, Dezernent der RBD Erfurt, Böhlck, Vorstand des Betriebsamts Fulda, Dr.-Ing. Jacobi, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Stettin, Kriebisch, Vorstand des Betriebsamts Hof, Josef Klein, Vorstand des Bauamts (Hochbau) Ludwigshafen (Rhein), Gerstl, Vorstand des Bauamts (Hochbau) Nürnberg, Siegert, Vorstand

des Betriebsamts Zittau und Eugen Burger, Vorstand des Betriebsamts Villingen (Schwarzwald); zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Hewel beim Neubauamt Berlin 3, Oberweiler, Vorstand des Neubauamts Hannover, Carl Klein bei der Hauptverwaltung in Berlin.

Patentschau.

Walzenwehr mit aus der Staulage absenkbarer Walze. (Kl. 84a, Nr. 595 837 vom 18. 12. 1930 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG in Nürnberg.) Um beim Absenken der Walze aus der Staulage eine Bewegung der Walze gegenüber der Wehrschwelle und eine Verschiebung von Dichtungsteilen in Schlitz der Schwelle zu vermeiden, stützt sich die Walze mit ihrem Dichtungsbalken auf einer heb- und senkbaren Wehrschwelle. Der Verschlusskörper besteht aus der Walze *a* mit dem den

INHALT: Leichte Fahrbahndecken auf stählernen Straßenbrücken. Versuchsergebnisse. — Die Entnahmelarichtungen und die Wasseraufbereitungsanlage an der Zillertalsperre. — Erdbebensichere Bauten des Altertums in Mittelasien. — In die Flußmündungen einlaufende Plutwellen; die Sturzwele oder Bore. — Vermischtes: Hundertjährling der Technischen Hochschule Darmstadt. — Bode-Ausbau und seine wasserwirtschaftlichen Aufgaben. — Birchenough-Brücke, Südafrika. — 0,6 m³-Umbau-Löffelbagger. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedensau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.