

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 27. April 1934

Heft 18

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verstärkung der Fahrbahnträger der Eisenbahnbrücke über die Donau bei Ujpest (Ungarn).

Von Dr. Ing. Imre Korányi, Oberingenieur in der Brückenbauabteilung der Direktion der Kgl. ungarischen Staatseisenbahnen, Budapest.

I. Einleitung.

Die Eisenbahnlinie Budapest—Esztergom durchquert die an dieser Stelle 700 m breite Donau unmittelbar an der Nordgrenze von Budapest (Abb. 1). Ihre Überführung wird durch sieben Öffnungen von je 92 m Stützweite bewirkt. Die Eisenbahnlinie verbindet die Stadt Esztergom, ferner die in letzter Zeit sehr beliebt gewordenen Ausflug- und Erholungsstätten der Ofener Gebirge mit der Hauptstadt. Auf dieser Strecke wickelt sich auch der aus dem Ofener Kohlengebiete nach der Hauptstadt gerichtete Kohlentransport ab, der seit dem Kriege stark zugenommen hat. Die Zunahme des Personen- und Güterverkehrs erfordert das Einstellen längerer Züge; infolgedessen wurde die Staatsbahndirektion gezwungen, auf dieser Linie schwerere Lokomotiven in Betrieb zu setzen. (Die Strecke liegt fast überall in einem Gefälle von 12,5‰)



Abb. 1. Lageplan der Brücke.

Die in Rede stehende Eisenbahnstrecke ist eingleisig. Sie wurde in den neunziger Jahren des vorigen Jahrhunderts als eine Linie untergeordneter Bedeutung erbaut und mit dementsprechend schwächerem Oberbau und schwächeren Brücken ausgerüstet. Gemäß den gesteigerten Anforderungen des anwachsenden Verkehrs wurde der Oberbau durch erstklassigen ersetzt, und auch die kleineren Brücken sind entsprechend verstärkt worden. Die Donaubrücke wurde seinerzeit für die damals als ausreichend angesehene Belastung (2 Lokomotiven mit 14,4 t Achsendruck und 3,3 t/m schwerer Lastzug) entworfen und in den Jahren 1894 bis 1896 erbaut, weshalb die Verstärkung bisher nicht notwendig war. Als aber in den Nachkriegszeiten schwerere Lokomotiven in Betrieb gesetzt werden mußten, ergab sich die Notwendigkeit einer Verstärkung dieser Brücke. Aus finanziellen Gründen wurde aber diese Verstärkung solange hinausgeschoben, bis die Forderungen des größeren Verkehrs sie unbedingt notwendig machten. Die Umgestaltungsarbeiten wurden im Jahre 1932 begonnen. — Da die Art der Arbeiten von den sonst üblichen grundsätzlich abweicht, erscheint es angebracht, sie hier näher zu erörtern. Zunächst soll jedoch die Brücke selbst kurz beschrieben werden.

II. Beschreibung der Donaubrücke bei Ujpest und ihrer Verstärkung.

Die Donaubrücke, die am 3. November 1896 dem Verkehr übergeben wurde, überbrückt den Hauptzweig des Stromes mittels 7 Stück je 92 m weit gespannter eiserner Tragwerke (Abb. 2). An diese schließt sich auf der Ofener Seite eine 22 m weit gespannte Uferbrücke an. Die eisernen Tragwerke liegen auf zwei End- und sieben Stülpfeilern auf. Erstere bestehen aus zwischen Spundwänden aufgezoogenem, die letzteren aus auf Druckluftsenkkasten aufgebautem Rohsteinmauerwerk, das bis 1 m über HW mit Granit und von da an mit Kalkstein verkleidet ist.

Die Hauptträger der 92 m weit gespannten Tragwerke — im weiteren wird nur von diesen die Rede sein — sind als Ständerfachwerke ausgebildete abgestumpfte Bogensehnenträger, die mit einem dritten, in der neutralen Linie des Hauptträgers angeordneten Gurt versehen sind.



Abb. 2. Ansicht der Donaubrücke.

Im Vordergrund bei dem ersten Pfeiler ist das Hängegerüst zu sehen, das zur Ausführung der Verstärkungsarbeiten diente. Nur der Überbau der ersten Öffnung ist schon verstärkt.

Letzterer dient zur Verkürzung (Halbierung) der Ständerknicklängen (Abb. 3). Die in den mittleren Feldern sichtbaren Hilfstreben sind nachträglich (1911) zwecks Abminderung der Strebenknicklängen eingesetzt worden. Der Querträgerabstand beträgt 9,20 m, dadurch ist die Stützweite der Längsträger sehr groß. Dieser Umstand begründet die außergewöhnliche Verstärkungsweise.

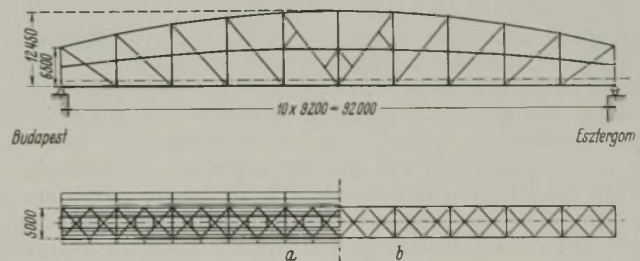


Abb. 3. Überbau einer Öffnung vor der Verstärkung.

Die Eisenkonstruktion ist in ihrer ganzen Länge mit oberem und unterem Windverbände versehen, und außerdem ist bei jedem Ständer eine Querverbindung angeordnet (Abb. 4), die den oberhalb der lichten Höhe zur Verfügung stehenden Raum vollständig ausfüllt. Die Schwellenträger sind in Abständen von 3,06 m mit Querverbindungen versehen, aber sie sind nicht mit Windverband versteift. Der Hauptträgerabstand beträgt 5 m. An der linken Seite der Brücke führt ein 2 m breiter, sehr stark in Anspruch genommener Gehweg, und auf der rechten Seite ist die Hauptgasleitung der hauptstädtischen Gaswerke befestigt. Die Träger einer 110 000-V-Starkstromleitung sind auf die Haupttragwerke aufgesetzt.

Das Material der Brücke ist Schweißeisen, der Werkstoff der Verstärkung entspricht etwa dem St 37. Die Eisenbauten wurden von drei Firmen geliefert (Eisenwerke der österreichisch-ungarischen Staatseisenbahnen; Budapester Maschinenfabrik der Kgl. ungarischen Staatseisenbahnen und Budapester Maschinenfabrik Schlick-Nicholson).

Die Pläne der Brücke sind auf Grund folgender Grenzwerte σ_1 der zulässigen Beanspruchungen entworfen worden (die zulässigen Spannungen auf Druck werden hier nicht besprochen):

Zug und Biegung in den Hauptträgern . . .	800 kg/cm ²
Zug und Biegung in den Fahrbahnträgern . .	700 "
Zug im Windverband	900 "
Niete auf Abscheren	600 "
Lochleibungsdruck	1600 "

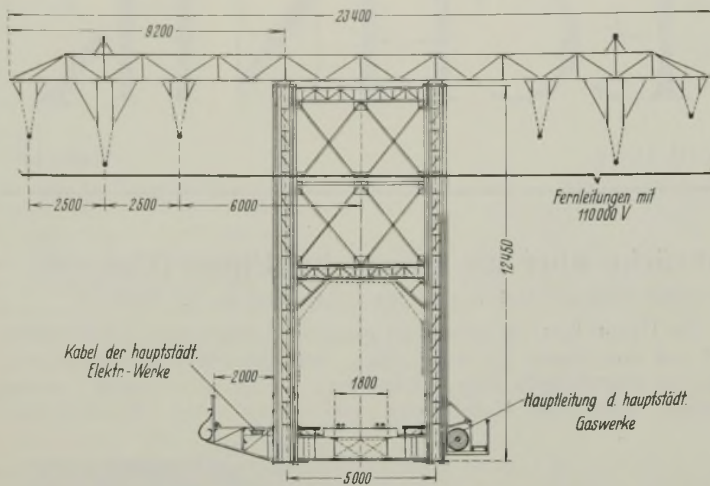


Abb. 4. Querschnitt der Brücke.

Die Verkehrslast wurde nicht mit einer Stoßzahl multipliziert, also $\psi_1 = 1,0$.

Vor der Verstärkung wurde die Brücke auf Grund folgender Grenzwerte σ_2 der Beanspruchungen (für Schweißeisen) geprüft:

- Zug und Biegung in den Haupt- und Fahrbahnträgern . 1280 kg/cm²
- Zug im Windverband 1000 "
- Niete auf Abscheren 960 "
- Lochleibungsdruck 2820 "
- Niete der Schwellenträgeranschlüsse auf Abscheren . . 700 "

$$\text{Stoßzahl: } \psi_2 = 1,24 + \frac{9}{16 + l}$$

Hierin bedeutet l die Stützweite des Trägers. Mithin ist im gegebenen Falle

- für Hauptträger $\psi_2 = 1,324$,
- für Querträger $\psi_2 = 1,668$,
- für Längsträger $\psi_2 = 1,597$.

Wenn wir die beim Entwerfen zugrunde gelegten zulässigen Spannungen mit Rücksicht auf die obigen Werte von ψ_2 umrechnen und die Ergebnisse (σ_1') mit den Werten σ_2 vergleichen, so kommen wir zur Einsicht, daß die Steigerung der zulässigen Spannungen bei den verschiedenen Trägergattungen verschieden geartet ist. (Die zulässige Scherspannung in den Nieten der Schwellenträgeranschlüsse ist sogar vermindert worden.) Beziehen wir nun die Steigerung der zulässigen Spannungen ($\sigma_2 - \sigma_1'$) auf jene Beanspruchungen, die durch die ursprüngliche Verkehrslast verursacht werden (σ_{1m}), so erhalten wir den Prozentsatz ($e\%$), um den die Wirkung der Verkehrslast ohne jede Verstärkung der fraglichen Träger erhöhbar ist. In Tabelle I sind die so berechneten Werte zusammengefaßt. Auf Grund der ursprünglichen Belastung entfällt auf die Hauptträgergurtungen aus der ständigen und aus der beweglichen Belastung etwa je die Hälfte der zulässigen Spannung (σ_{1a} und σ_{1m}). In dieser Zusammenstellung ist die Wirkung der ständigen Last auf die Fahrbahnträger vernachlässigt. Bei den Streben des Haupttragwerkes hängt das Verhältnis der zwei Spannungen von der Lage der Strebe ab; es ändert sich zwischen den für die Fahrbahnträger und für die Hauptträgergurtungen festgelegten Grenzwerten.

Tabelle I. Vergleich der verschiedenen Beanspruchungen.

Art der Beanspruchungen	$\frac{\sigma_{1a}}{\sigma_{1m}}$	ψ	σ_1	σ_{1m}	$\sigma_{1m}' = \psi \sigma_{1m}$	$\sigma_1' = \sigma_{1a} + \sigma_{1m}'$	σ_2	$\sigma_2 - \sigma_1'$	$e = 100 \cdot \frac{\sigma_2 - \sigma_1'}{\sigma_{1m}}$
									kg/cm ²
Biegung in den Längsträgern	0:1	1,597	700	700	1118	1118	1280	162	14,5
Niete der Längsträgeranschlüsse auf Abscheren	0:1	1,597	600	600	958	958	700	-258	-26,8
Biegung in den Querträgern	0:1	1,668	700	700	1168	1168	1280	112	9,6
Zug in den Gurtungen der Hauptträger	1:1	1,324	800	400	530	930	1280	350	66,0
Zug in den Streben der Hauptträger	1:1—0:1	1,324	800	400—800	530—1060	930—1060	1280	350—220	66,0—20,7
Niete der Strebenanschlüsse auf Abscheren	1:1—0:1	1,324	600	300—600	397—794	697—794	960	263—166	66,2—20,9

Mit Hilfe dieser Tabelle können wir folgendes feststellen.

Da die in Betrieb zu setzende Lokomotive und die schwereren Güterwagen in den Hauptträgern 20 bis 30%, in den Fahrbahnträgern 30 bis 40% höhere Beanspruchungen als die zur ursprünglichen Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten verursachen, sind für die derzeitigen Anforderungen nur die Fahrbahnträger zu verstärken. Die Hauptträger und

ihre Anschlüsse genügen noch vorläufig. Äußerst kritisch sind besonders die Längsträgeranschlüsse. Diese entsprechen nach heutiger Auffassung selbst der ursprünglichen Belastung nicht. Die Folgen dieses Umstandes haben sich auch praktisch gezeigt, nämlich die dem Entwurfe zugrunde gelegte Belastung ist seit Jahren erreicht worden; die dadurch entstandenen hohen Spannungen bewirkten, daß der größere Teil der Anschlußniete



Abb. 5. Beschädigte Niete der Längsträgerverbindungen.

gelockert und eingefressen wurden. Aus diesem Grunde mußte vor einigen Jahren ein großer Teil der Anschlußniete ausgewechselt werden. Dies galt aber nur als vorläufige Hilfe, ebenso wie die Ermäßigung der Fahrweggeschwindigkeit auf 20, später auf 10 km/h. Das Ausmaß der Beschädigungen zeigen die in Abb. 5 sichtbaren Niete, die der Brücke gelegentlich ihrer Verstärkung entnommen wurden, und das Längsträgerstehblech in Abb. 6.

Der durch die Verstärkung zu erreichende Zustand ist, daß auf der Brücke ein aus zwei Stück 5×22 t schweren Lokomotiven und ein aus 8 t/m schweren Wagen bestehender Zug ohne Geschwindigkeitseinschränkung verkehren kann. Die Berechnung der Hauptträger zeigte, daß ihre Verstärkung auf dieses Maß ohne Schwierigkeit durchführbar ist. Da — wie gesagt — die Haupttragwerke den jetzigen Übergangsanforderungen ohne Verstärkung entsprechen, wurde in Rücksicht auf die heutigen schwierigen wirtschaftlichen Verhältnisse beschlossen, vorläufig nur die Verstärkung des Fahrbahnrostes durchzuführen, und zwar mit Berücksichtigung des zukünftigen Zieles jetzt schon in Betracht einer Belastung, bestehend aus zwei Lok von 5×22 t bzw. einer Lok

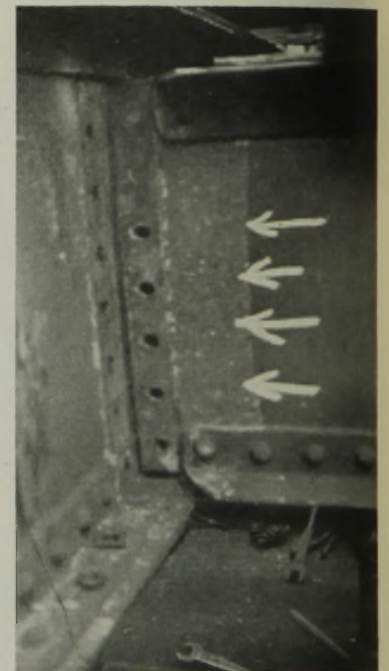


Abb. 6. Stehblech eines Längsträgers mit eingefressenen Nietlöchern.

von 4×25 t Achsendruck. Die Verstärkung des Fahrbahnrostes ist mit Hilfe eines einfachen Hängegerüsts durchführbar, so daß durch den Aufschub der Hauptträgerverstärkung die bedeutenden Kosten eines festen Gerüsts vorläufig ebenfalls erspart werden können.

Die erwünschte Verstärkung der Fahrbahnträger würde auch auf sehr große Schwierigkeiten stoßen, wenn man ihre Tragfähigkeit auf die ge-

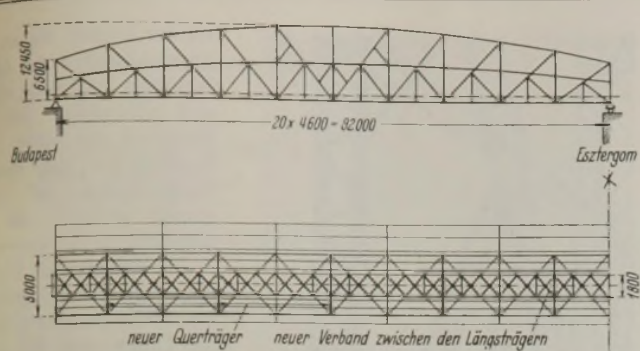


Abb. 7. Überbau einer Öffnung nach der Verstärkung.
Maßstab des Grundrisses ist der doppelte des Maßstabes der Seitenansicht.

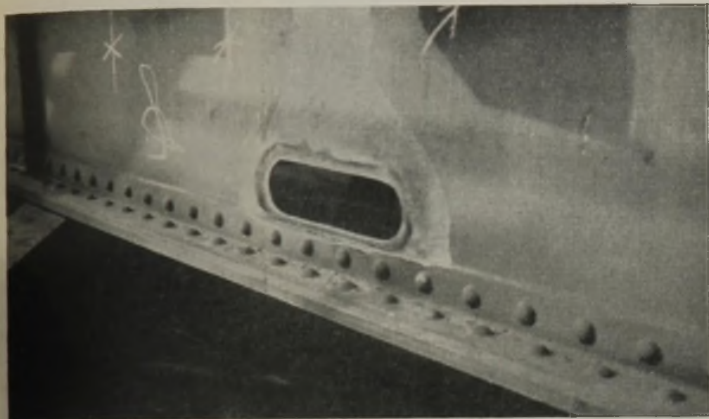


Abb. 9. Ausschneidung des alten Längsträgerstehbleches, zum Durchgang des unteren Gurtes des neuen Querträgers.
Die am Lochrande sichtbaren Beschädigungen sind nur im Anstrich vorhanden infolge des durch die autogene Flamme verursachten Verbrennens.

wöhnliche Weise mittels neuer Gurtbleche vergrößern wollte. Es stehen nämlich des dichten Verkehrs wegen nur ganz kurze Zeitintervalle zur Verfügung, so daß das Einsetzen der nötigen Kopfbleche auf die 9,20 m langen Schwellenträger den Zugverkehr in beträchtlichem Maße stören würde. Außerdem wäre diese Verstärkungsart sehr kostspielig, einerseits wegen des großen Materialaufwandes, andererseits wegen des durch den dichten Verkehr bedingten Mehraufwandes an Arbeitszeit. Aber abgesehen hiervon dürfte die größte Schwierigkeit durch die fast unlösbare Frage der Längsträgeranschlüsse entstehen.

Nach Erwägung all dieser Umstände wurde der Vorschlag des Verfassers angenommen, wonach die Verstärkung nicht durch Vergrößerung der Nutzerschnitte, sondern durch Änderung des Kräftespiels und somit



Abb. 10. Einziehen des Untergurtes des neuen Querträgers durch den ausgeschnittenen Längsträger.

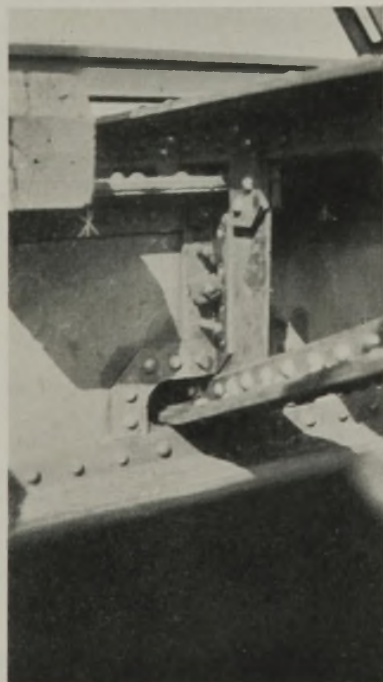


Abb. 11. Die Verbindung des Längsträgers mit dem neuen Querträger.

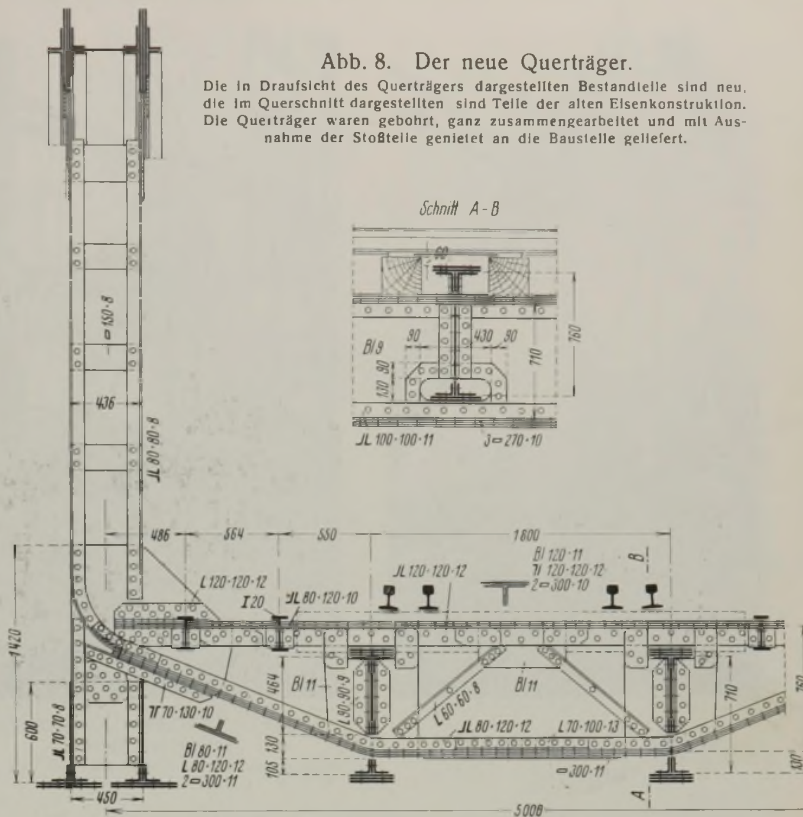


Abb. 8. Der neue Querträger.

Die in Draufsicht des Querträgers dargestellten Bestandteile sind neu, die im Querschnitt dargestellten sind Teile der alten Eisenkonstruktion. Die Querträger waren gebohrt, ganz zusammengearbeitet und mit Ausnahme der Stoßstelle genietet an die Baustelle geliefert.

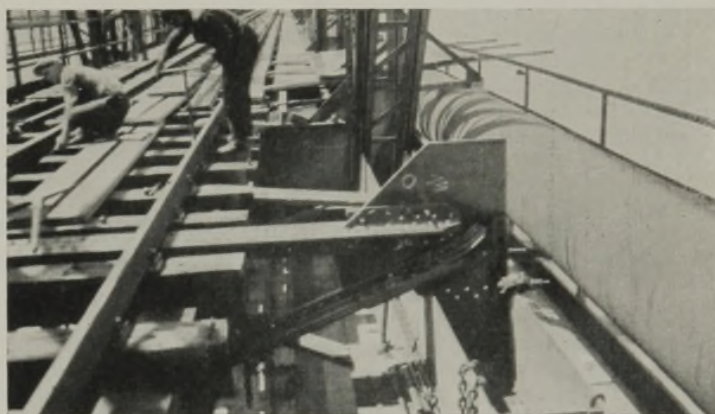


Abb. 12. Der eingezogene neue Querträger.

durch die Verminderung der auf die Träger und ihre Anschlüsse wirkenden Kraft erreicht wird. Diese Änderung im Kräftespiel wird durch Einschaltung einer sekundären Verstrebung in das bestehende Hauptträgernetz und auf diese in Feldmitte aufgehängten neuen Querträger bewirkt (Abb. 7).

Die Gestalt des neuen Querbalkens (Abb. 8) wird durch die folgenden Bedingungen festgestellt:

1. Der Querträger darf aus dem zur Verfügung stehenden Raume nicht herausragen, d. h. er muß der Konstruktionshöhe zwischen Konstruktionsunterkante und Schwellenoberkante angepaßt sein.
2. Die Untergurte der neuen Querträger durchdringen die Längsträger. Die Durchdringungsstelle mußte so gewählt werden, daß nur die Stabbleche und auch diese nur in einem Mindestmaße auszuschneiden sind.
3. Der neue Querbalken muß womöglich ohne Verkehrsstörung einsetzbar sein.

Diese Umstände bestimmen die in Abb. 8 dargestellte Form des Querträgers, der selbstverständlich nur ein gegliederter Träger sein konnte.

Der Untergurt des Fachwerkträgers besteht aus zwei gekrümmten Teilen, die durch die von vornherein vorgesehenen Schlitze der Längsträgerstehbleche von außen her ohne Schwierigkeit durchsteckbar sind (Abb. 10). Zwecks Einsetzens des Obergurtes mußten die Schienen entfernt werden, weil das Einstecken dieser Gurtstücke von der Seite her wegen des Gehweges und der Gasleitung nicht möglich war. Da sich auf der Brücke bis zu ihrer Verstärkung nur 12 m lange Schienen befanden, war deren Entfernen innerhalb kurzer Zeit, also ohne



Abb. 13.
Montage des neuen Hilfs-
ständers.



Abb. 14. Ein neuer Knotenpunkt
fertig montiert.
Im Hintergrunde ein Knotenpunkt vor dem Ein-
ziehen des Knotenbleches.



Abb. 15.
Ein fertiges Feld.

Verkehrsstörung, möglich. Die Montage der Hilfstreben und Ständer hatte auch keine störenden Folgen.

Die Vorteile dieser Verstärkungsart zeigten sich in den folgenden:

1. Der Verkehr wurde überhaupt nicht gestört.
2. Die eingebauten neuen Konstruktionsteile waren ausnahmslos im Werke herstellbar. Die Baustellenarbeit beschränkte sich auf die Zusammenstellung der Konstruktionsteile, auf das Bohren

5. Infolge der vorstehenden Überlegungen war der Materialaufwand nicht größer, als er zu einer Verstärkung auf die gewöhnliche Weise nötig gewesen wäre.

Wie in Abb. 2 u. 7 gezeigt, wird die Linienführung des Haupttragwerkes durch die Einschaltung der Hilfsverstrebung nicht gestört. Abb. 9 bis 15 zeigen Einzelheiten der Verstärkung, die keiner weiteren Erörterung bedürfen. (Schluß folgt.)

Die Verwendung von Thurament beim Bau der Saaletalsperre am Kl. Bleiloch.

Alle Rechte vorbehalten. Von Dr.-Ing. ehr. R. Sommer, früherem Vorstandsmitgliede der Aktiengesellschaft Obere Saale in Weimar. (Schluß aus Heft 17.)

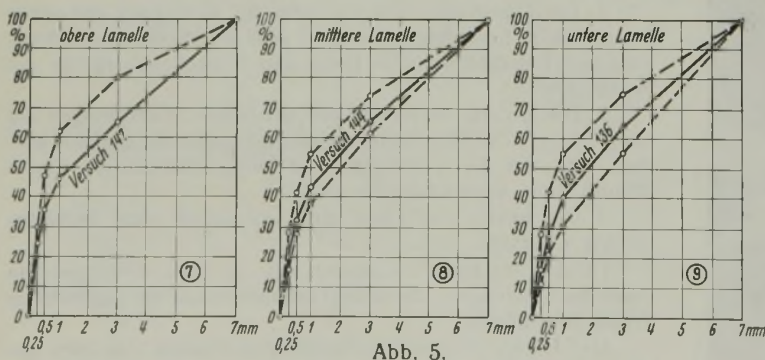
B. Gußbetone.

Für die Gußbetonversuche wurden Mörtel gewählt, deren Zusammensetzung der oberen Grusbandbegrenzung der Weichbetone ungefähr entsprach. Außerdem wurde im Splitt-Schotter-Gemisch der Splittgehalt auf 60 % erhöht, um die Fließbarkeit günstig zu beeinflussen. Der Wasserzusatz wurde so gewählt, daß der Betonzusammenhang gut war.

Es wurden drei verschiedene Konsistenzen ausprobt:

- steifer Gußbeton mit etwa 9,6 % Wasser,
- mittelflüssiger Gußbeton mit etwa 10 % Wasser,
- leichtflüssiger Gußbeton mit etwa 10,5 % Wasser,

berechnet auf das Gewicht des gesamten Trockengemisches. Das Einbringen des Betons in große Würfel geschah auf eigens dazu konstruierten Rinnenanlagen. Diese Versuche sind in der Tabelle VII (S. 239) mit Abb. 5 enthalten.



Bei dem „steifen“ Gußbeton wurde ein Mörtelüberschuß von 150 % angewandt; beim Einbringen war eine Rinnenneigung von mindestens 30° notwendig.

Die mittel- und leichtflüssigen Gußbetone brauchten nur einen Mörtelüberschuß von 130 % und eine Gießrinnenneigung von etwa 22°.

Bei der Beurteilung des Mörtelüberschusses ist zu berücksichtigen, daß dieser auf den Hohlraum des eingerüttelten „Splitt-Schotter-Gemisches“

bezogen ist. Die Umrechnung auf den Hohlraum des losen Gemenges gibt wesentlich geringere Werte, die hierfür zwischen 60 und 70 % liegen und damit der „Anweisung für Mörtel und Beton“ (AMB) der Reichsbahn entsprechen.

Auch bei diesen Versuchen sind Vergleichsmischungen mit Traß und Zement durchgeführt worden. Die Ergebnisse der Gußbetonversuche zeigen, daß die Mischungen mit dem Bindemittel 0,9 Zement + 0,6 Traß und 0,5 Zement + 1,0 Thurament gleichwertige Betone ergeben, im übrigen sind sie ähnlich denen der Mörtel und Weichbetone.

Der Gußbeton für Rinne neigung von 22° weist durchweg einen Mörtelüberschuß von 130 % auf. Der Weg, mit weniger Mörtelüberschuß und höherem Wasserzusatz die Fließbarkeit zu erreichen, erscheint unzweckmäßig. Entmischungen, starke Wasserabsonderungen und Bildung loser (mürber) Schichten an der Oberfläche der gegossenen Betonblöcke, die hierbei stets beobachtet werden, stellen für das Mauerwerk große Gefahrenmomente dar. Durch Versuche hatte man festgestellt, daß die Ausnutzung des Bindemittels nicht wirtschaftlich günstig und die Wasserdichte eines solchen Betons nicht sicher ist.

IV. Versuche über Temperaturerhöhung während des Abbindens und Erhärtens.

Zur Klärung der Frage der Temperaturerhöhung in Bauwerken wurden Vergleichsversuche mit den Bindemittelstoffen ohne Zusatz von Sand durchgeführt. Die Versuche erstreckten sich auf

1. Portlandzement allein,
2. 1 Portlandzement + 0,5 rhein. Traß,
3. 0,5 Portlandzement + 1,0 Thurament,
4. 0,375 Kalkteig + 1,125 Thurament.

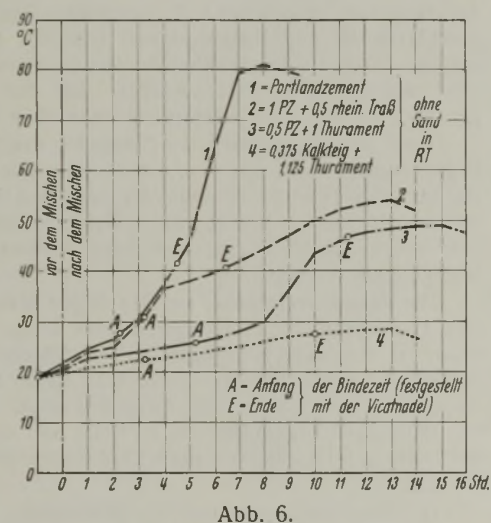
Die Temperatur aller Stoffe vor dem Anmachen war 19° C. Die Temperaturerhöhung während des Anmachens mit Wasser wurde festgestellt und von dieser Zeit stündlich abgelesen. Zur Vermeidung von Ausstrahlungsverlusten wurden die Versuche in mit Kieselgur isolierten Kasten dargestellt. Die Deckel dieser Kasten waren durchbohrt und mit Maximalthermometern versehen, die bis zur Mitte in das Prüfmaterial eindringen. Die Bindezeit wurde mit der Vicatschen Nadel ermittelt.

Tabelle VII. Gußbetonversuche für die Sperrmauer (Göschwitz).

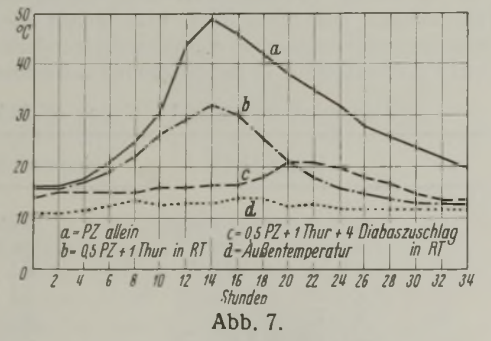
		Bindemittelpreise frei Schleiz					Raumgewicht (lose eingefüllt)		Ausbeute				Raumgewicht (lose eingefüllt)		Hohlräume in %									
		10 t RM	1 m ³ RM																					
		Portlandzement in Säcken	507	65,91	Portlandzement.		1,30	0,48	Diabasgrus		0 bis 7 mm (S = 2,95)	1,55	47,5											
		Rhein. Traß offen	345	34,50	Rhein. Traß		1,00	0,48	Nobitzsand		0 bis 7 mm (S = 2,66)	1,63	39,0											
		Thurament offen	321	40,13	Thurament		1,25	0,46	Diabassplitt		7 bis 30 mm } (S = 2,95)	1,38	53,0											
		Diabasschotter	30 bis 60 mm }						Diabasschotter		30 bis 60 mm }	1,39	53,0											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Tag der Herstellung	Versuch-Nr.	Mörtelerschub in %	Mischungsverhältnis nach RT.						Wasserzusatz		Baustoffbedarf für 1 m ³ fertigen Beton				Raumgewicht des Betons nach 90 Tagen	Druckfestigkeiten kg cm ²			Wasserdurchlässigkeit nach 28 Tagen			Siebkurve	Bindemittelkosten für 1 m ³ Beton	
1929			PZ.	Rhein. Traß	Thur.	Diabasgrus 0-7 mm	Diabassplitt 7-30 mm	Diabasschotter 30-60 mm	in Raumgew. %	in Gew. %	Wasser	PZ.	Rhein. Traß	Thur.	Zuschläge	t/m ³	28	90	180	5 at	7 at	10 at	Nr.	RM
12. 7.	67	150	0,9	0,6	—	4,5	2,45	3,0	10,2	9,6	226	170	87	—	2098	2,45	104	142	—	—	dicht	—	11,62	
11. 7.	65	150	0,5	—	1	4,5	2,45	3,0	10,4	9,7	227	92	—	179	2078	2,42	104	135	—	—	dicht	—	10,41	
10. 7.	64	150	0,9	0,6	—	3,75	2,15	2,54	10,3	9,7	224	192	99	—	2013	2,45	128	158	187	—	—	dicht	—	13,15
9. 7.	62	150	0,5	—	1	3,75	2,15	2,57	10,3	9,6	219	103	—	201	1983	2,44	136	171	—	—	{ 1 dicht } { 1 undicht }	—	11,68	
27. 6.	61	150	0,9	0,6	—	3	1,86	2,25	11,0	10,5	247	227	117	—	2015	2,38	139	177	193	—	—	dicht	—	15,55
26. 6.	59	150	0,5	—	1	3	1,86	2,25	11,0	10,4	246	124	—	241	1999	2,43	162	183	210	—	—	dicht	—	14,02
14. 10.	154	130	0,9	0,6	—	4,18	3,40	2,26	11,5	10,1	234	168	86	—	2058	—	134	173	—	—	dicht	—	11,49	
8. 10.	147	130	0,5	—	1	4,5	3,67	2,42	11,6	10,1	236	87	—	169	2070	2,42	114	128	—	—	dicht	—	9,84 ¹⁾	
4. 10.	145	130	0,9	0,6	—	3,50	2,95	1,96	11,4	10,0	230	193	99	—	2012	2,45	154	194	—	—	{ undicht } { (nur oben) }	—	13,21	
4. 10.	144	130	0,5	—	1	3,75	3,12	2,05	11,3	9,8	230	102	—	199	2045	2,47	132	166	—	—	{ undicht } { (nur oben } { Tropfen) }	8	11,56 ²⁾	
3. 10.	142	130	0,9	0,6	—	2,81	2,55	1,69	11,6	10,3	237	225	116	—	1966	2,44	174	225	—	—	{ undicht } { (nur oben) }	—	15,40	
30. 9.	138	130	0,5	—	1	3	2,70	1,79	11,8	10,3	239	117	—	227	1972	2,49	141	189	—	—	{ undicht } { (nur oben) }	8	13,22 ³⁾	
27. 9.	137	130	0,9	0,6	—	2,32	2,26	1,49	11,9	10,6	246	257	132	—	1940	2,47	154	201	—	—	dicht	—	17,60	
26. 9.	135	130	0,5	—	1	2,5	2,45	1,63	11,9	10,5	247	133	—	258	1944	2,47	155	192	—	—	undicht	—	15,03	
26. 9.	136	130	0,5	—	1	2,5	2,35	1,54	11,6	10,1	232	132	—	258	1902	2,47	168	198	—	—	dicht	—	14,97 ⁴⁾	

1) Obere Lamelle nach der Ausschreibung. — 2) Mittlere Lamelle, neuer Vorschlag. — 3) Mittlere Lamelle nach der Ausschreibung. — 4) Untere Lamelle nach der Ausschreibung.

Die größte Temperatursteigerung zeigte der reine Portlandzement mit 81° C, die geringste Erhöhung die Mischung 4 (0,375 Kalkteig + 1,125 Thurament), die nur 28,5° C erreichte. Die Zement-Thurament-Mischung mit einer Höchsttemperatur von 49° C hatte ein wenig günstigere Werte als die Zement-Traß-Mischung mit 54° C. Von den drei ersten Mischungen hat die dritte (0,5 Portlandzement + 1 Thurament) die längste Abbindezeit mit 6 Stunden, und diese beginnt erst bei 5 1/4 Stunden nach dem Mischen (s. Abb. 6).



Auch bei ähnlichen Versuchen mit Betonen wurde nachgewiesen, daß alle Betone, die Thurament und Traß enthalten, geringere Temperaturerhöhungen erfahren als die Betone mit reinem Zement (s. Abb. 7).



Die in den Abbildungen vermittelten Werte stellen nicht Absolutwerte, sondern nur Vergleichswerte dar. Diese Versuche lehren unzweifelhaft, daß bei Verwendung von Thurament- und Traß-Betonmischungen geringere Temperaturspannungen im Bauwerk auftreten als bei reinen Zementbetonen.

V. Versuche über Schwinden des Betons (Raumänderung).

Die Versuche wurden in dem staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem ausgeführt. Die Probekörper bestanden aus Prismen von 20 x 20 cm Querschnitt und 75 cm Länge. Die Proben wurden nach 24 Stunden entformt und lagerten an der Luft in einem überdeckten Raum, vom 2. bis 7. Tag unter feuchten Tüchern. Die erste Messung geschah nach 24 Stunden der Erhärtung. Die Längenänderungen wurden nach 7, 28, 90 und 180 Tagen nach eigenem Verfahren der Anstalt gemessen (s. Tabelle VIII).

Tabelle VIII. Versuchsergebnisse.

Bezeichnung der Mischung in RT. (Plastischer Beton)	Längenänderung in %			
	7	28	90	180 Tg
1 1 Mörtel (0,5 PZ. + 1 Th. + 4,5 Diabasgrus) + 1,5 Gemisch aus Splitt u. Schotter	+ 7	- 125	- 260	- 273
2 1 Mörtel (0,5 PZ. + 1 Th. + 2,25 Diabasgrus + 2,25 Nobitzsand) + 1,5 Gemisch aus Splitt und Schotter	+ 10	- 107	- 211	- 237
3 1 Mörtel (0,75 PZ. + 0,75 Th. + 4,5 Diabasgrus) + 1,5 Gemisch aus Splitt u. Schotter	+ 10	- 106	- 230	- 255
4 1 Mörtel (0,75 PZ. + 0,75 Th. + 2,25 Diabasgrus + 2,25 Nobitzsand) + 1,5 Gemisch aus Splitt und Sand	+ 5	- 115	- 240	- 263
5 1 Mörtel (0,9 PZ. + 0,6 Traß + 4,5 Diabasgrus) + 1,5 Gemisch aus Splitt u. Schotter	+ 15	- 165	- 310	- 345
6 1 Mörtel (0,9 PZ. + 0,6 Traß + 2,25 Diabasgrus + 2,25 Nobitzsand) + 1,5 Gemisch aus Splitt und Schotter	+ 16	- 145	- 280	- 321
7 1 Mörtel (1 PZ. + 0,5 Traß + 4,5 Diabasgrus) + 1,5 Gemisch aus Splitt u. Schotter	+ 14	- 175	- 330	- 360
8 1 Mörtel (1 PZ. + 0,5 Traß + 2,25 Diabasgrus + 2,25 Nobitzsand + 1,5 Gemisch aus Splitt und Schotter	+ 14	- 160	- 300	- 330

Aus den Raumänderungen geht allgemein hervor, daß der Grad der Schwindung abhängig ist von der Menge des in der Betonmischung ent-

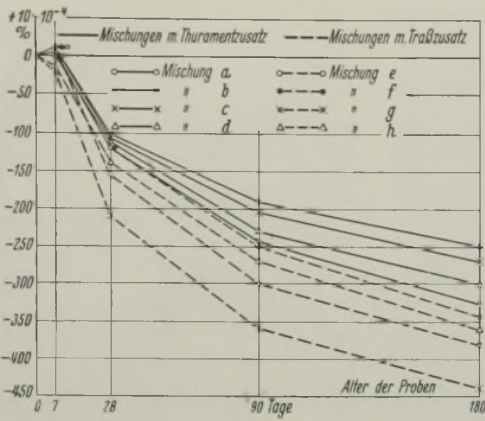


Abb. 8.

haltenen Zementes, d. h. je größer diese Zementmenge ist, um so größer ist auch die Schwindung. Die Betonmischungen mit Thurament lassen sich daher auch nicht ohne weiteres mit denen mit Traßzusatz vergleichen, da der Zementgehalt in beiden Arten der Mischungen verschieden groß ist. Es zeigt sich aber auch hier, daß die Wirkung des Thuraments derjenigen des Trasses überlegen ist (Abb. 8).

VI. Kontrollversuche auf der Baustelle.

Anfang 1930 beschloß der Aufsichtsrat der AG Obere Saale auf Vorschlag des Bauausschusses und des Vorstandes, die Sperrmauer in Gußbeton unter Verwendung von Thurament und Diabasgrus auszuführen. Einige Zeit vorher war bereits ein Baustofflaboratorium in der Nähe der Baustelle eingerichtet, wie es vollkommener nicht gleich auf einer Baustelle zu finden sein wird. Abb. 9 zeigt die Anlage im Grundriß.

Hier fand durch die Bauleitung die Prüfung der gelieferten Bindemittel und der in der Aufbereitungsanlage des Unternehmers hergestellten Zuschlagstoffe wie auch die Prüfung des fertigen Betons auf Zug-, Druck- und Biegefestigkeit und Wasserdichtigkeit statt. Hinsichtlich der Bindemittel erstreckten sich die Untersuchungen auf jede Bahnsendung, dabei wurden festgestellt: Mahlfineinheit, Beginn des Abbindeins und Abbindezeit, Raumbeständigkeit sowie Raumgewicht. Die Zuschlagstoffe wurden hinsichtlich ihrer Körnung täglich durch Aufstellung ihrer Siebkurven geprüft, alle 8 Tage wurden Siebversuche der Gesamtzuschläge für den Mauerbeton ausgeführt.

Von den auf der Baustelle entnommenen Betonproben wurden Würfel hergestellt und diese nach Luftlagerung und Lagerung unter feuchtem Sand nach 28, 90, 180 und 360 Tagen auf Druck untersucht.

Die Mauer wurde in drei ungefähr gleich hohen Lamellen in drei verschiedenen Mischungsverhältnissen mit nach oben abnehmendem Bindemittelgehalt ausgeführt, und zwar nach der Ausschreibung wie folgt:

Lamelle	P.-Zement	Thurament	Grus	Splitt	Schotter	Wasser in Gew.-% des Trockengem.
untere	0,34	0,66	2,04	1,71	1,14	10,1
mittlere	0,34	0,66	2,45	1,96	1,31	10,3
obere	0,34	0,66	3,67	2,67	1,77	10,0

Hieraus ergibt sich der Baustoffbedarf für 1 m³ fertigen Beton:

in der unteren Lamelle zu	133 kg Z.	255 kg Th.	1913 kg Zuschläge
in der mittleren	117 " "	227 " "	1972 " "
in der oberen	87 " "	169 " "	2067 " "

Bei der Ausführung der unteren Lamelle wurde zunächst nach dem angegebenen Mischungsverhältnis gearbeitet; später (1931) ging man dazu über, für diese und die mittlere Lamelle den Beton zu magern. Der Bindemittelzusatz wurde um 10% verringert, und die Zuschläge wurden so weit erhöht, daß die Summe der Bindemittel und Zuschläge unverändert blieb, wie aus Tabelle IX zu ersehen ist.

Tabelle X gibt die Prüfungsergebnisse des Betons der drei Lamellen in der Betonierzeit von Anfang September 1930 bis Ende Oktober 1931 an. Die Zahlen bedeuten Monatsmittel.

Die Kontrollversuche liefern hiernach den Beweis, daß Thurament den an ihn gestellten Forderungen vollkommen entspricht. Für die Bewährung des Materials spricht weiter, daß der in die untere Lamelle nach vorgeschriebenem Mischverhältnis eingebrachte Beton, der für die Prüfung einmal aus der Gießrinne entnommen und auf der Baustelle in Formen gefüllt wurde, nach 180 Tagen als kleinste die Festigkeit von 222 kg/cm², als größte die von 300 kg/cm², als mittlere 254 kg/cm² erreichte, während 230 kg/cm² vorgeschrieben waren. Ähnliche Festigkeiten wurden erzielt bei einem aus der Sperrmauer herausgestemmen

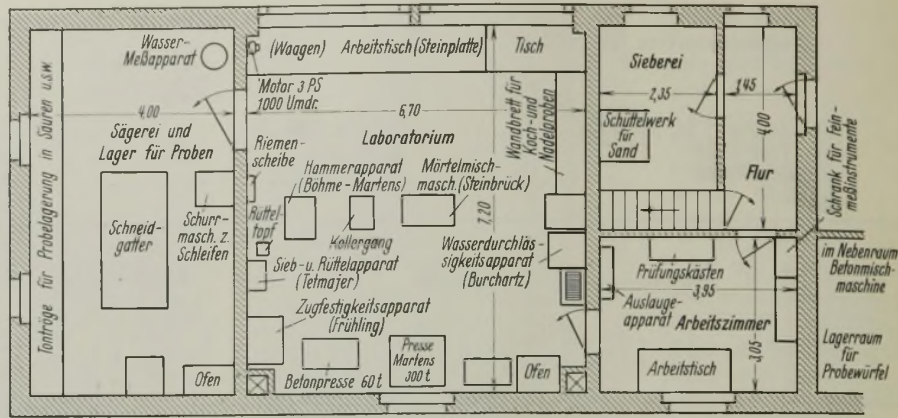


Abb. 9.

Tabelle IX.

	PZ.	Thur.	Bindemittel zus.	Sand 0 bis 7	Splitt 7 bis 30	Schotter 30 bis 60	Zuschläge zus.	Wasser	insgesamt	
	kg (I)	kg (I)	kg (I)	kg (I)	kg (I)	kg (I)	kg (I)	kg (I)	kg (I)	
untere Lamelle	1. nach Ausschreibung:	87	169	256	940	678	453	2067	236	2559
	2. Bau:	(67)	(135)	(202)	(570)	(498)	(328)	(1396)	(236)	(1834)
mittlere Lamelle	1. Ausschreibung:	117	227	344	845	676	451	1972	239	2555
	2. Bau:	(90)	(182)	(272)	(512)	(497)	(327)	(1336)	(239)	(1847)
obere Lamelle	1. Ausschreibung:	133	255	386	788	675	450	1913	243	2542
	2. Bau:	(101)	(206)	(307)	(478)	(496)	(326)	(1300)	(232)	(1839)

Betonblock der unteren Lamelle, der in Würfel zersägt wurde, deren mittlere Festigkeit 263 kg/cm² betrug, also größer war als die der auf der Baustelle hergestellten Probewürfel. Auch hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit und Biegefestigkeit bestehen keine Bedenken. Aus den geringen Mengen des anfallenden Sickerwassers aus der Sperrmauer darf ohne weiteres geschlossen werden, daß der Sperrmauerbeton auch im ganzen genommen als wasserdicht anzusehen ist.

Nach den Ergebnissen der Versuche des Vorstandes der Bauleitung, Regierungsbaurat Goedecke, auf der Baustelle erscheint eine Gegenüberstellung des Thuramentbetons der mittleren Mauerlamelle der Bleilochsperre und des in gleichartiger Zusammensetzung hergestellten Traßbetons der Abschlußmauer des Ausgleichbeckens in Burgkammer von allgemeinem Interesse:

Die Versuchsergebnisse am Bau zeigen beim Traßbeton, im Gegensatz zum Thuramentbeton, starke Streuungen in der Druckfestigkeit. Der Traßbeton ist empfindlicher gegen Kälte. Allgemein ist beobachtet worden, daß die Anfangsfestigkeiten beim Traß tiefer liegen als beim Thurament. Nach 365 Tagen findet ein Ausgleich statt. Beim Thurament ergeben die 180tägigen Ergebnisse das 1,7fache und die 365tägigen das 1,9fache der 28tägigen Ergebnisse. Beim Traß lauten die entsprechenden Faktoren 1,4 und 2,4.

Die Abbinde-temperaturen der Bindemittel werden durch Traß stärker und nachhaltiger beeinflusst als durch Thurament. Die höchsten Temperaturerhöhungen und die Zeiten, nach denen die Spitzen eingetreten sind, wurden von verschiedenen Bindemittelgemischen von Thurament und Traß mit Portlandzement in der folgenden Zusammenstellung aufgezeichnet:

Ausgangstemperatur 17°C und 36,72 R-% Wasser 17°C.

	Gemisch	Höchste Erhöhung	Nach Stunden
1	Portlandzement allein	69,0°	10 1/2
2	2 RT. PZ. + 1 Th.	59,7°	14 3/4
3	1 RT. PZ. + 1 RT. Th.	51°	16 1/2 bis 17 1/4
4	2 RT. PZ. + 1 RT. Tr.	44°	18 3/4 " 20 1/4
5	1 RT. PZ. + 2 RT. Th.	40,9°	10 " 20 1/2
6	1 RT. PZ. + 3 RT. Th.	35,0°	17 1/2 " 19 1/4
7	1 RT. PZ. + 4 RT. Th.	32°	18 1/4 " 20 3/4
8	1 RT. PZ. + 1 RT. Tr.	29,9°	23 1/4 " 24 3/4
9	1 RT. PZ. + 2 RT. Tr.	22°	25 1/4 " 29
10	1 RT. PZ. + 3 RT. Tr.	21,3°	27 1/2 " 32
11	1 RT. PZ. + 4 RT. Tr.	14,6°	25 1/4 " 31 3/4

Tabelle X.

Versuchs-Nr.	Zeit der Entnahme	Aus Block Nr.	Wüfelgewicht in kg nach			Druckfestigkeit in kg/cm ² nach			Wasser-durchlässigkeit bei			Biegefestigkeit in kg/cm ² nach	
			28	180	365	28	180	365	5 at	7 at	10 at	180	365
			Tagen			Tagen						Tagen	
1930													
18 bis 22	September	2 bis 7	20,18	20,09	20,08	148	254	272	—	—	—	—	—
24 bis 30	Oktober	13 bis 22	19,93	19,97	20,08	117	260	316	—	—	—	54,03	—
42 bis 47	November	25 bis 38	19,94	19,86	—	140	240	—	—	—	—	51,9	—
48 bis 53	Dezember	38 bis 39	19,91	19,82	—	153	257	—	—	dicht	—	46,0	—
			Schlitz			Sollwert							
			230										
Untere Lamelle vom 1. April bis 13. Juli 1931 gemagert um 10%.													
76 bis 90	April	1 bis 12	19,79	19,78	19,80	133	216	283	—	—	—	43,5	45,4
91 bis 100	Mai	12 bis 34	19,65	19,66	19,62	130	212	235	—	dicht	—	45,8	46,8
108 bis 136	Juni/13. Juli	30 bis 80	19,42	19,39	19,38	122	197	223	—	—	dicht	42,2	49,3
			Sollwert			230							
Mittlere Lamelle vom 10. Juni bis 10. September 1931 gemagert um 10%.													
115 bis 129	Juni	44 bis 61	19,49	19,52	19,56	106	167	188	—	—	dicht	43,5	50,7
130 bis 150	Juli	55 bis 113	19,33	19,38	19,37	99	177	193	—	dicht	—	40,6	41,6
151 bis 179	August/September	114 bis 139	19,20	19,25	19,17	90	169	190	dicht	dicht	—	34,0	34,2
			Sollwert			170							
Obere Lamelle vom 25. August bis zum 19. Oktober 1931.													
167 bis 171	August	126 bis 130	19,16	19,37	19,24	69	114	125	dicht	—	—	—	—
172 bis 194	September	130 bis 154	19,33	19,52	—	60	105	—	dicht	—	—	26,3	—
195 bis 207	Oktober	154 bis 172	19,21	19,28	—	66	105	—	dicht	—	—	28,9	—
			Sollwert			110							

Tabelle XI. Eisenbeton.

Nr. des Versuchs	Mischungsverhältnis in RT.				Σ der Binde-mittel zu Σ der Gesamt-zuschläge in RT.	Wasserzusatz in G.-% des Trockenmörtels	Wasser-Bindemittel-Faktor	Baustoffbedarf für 1 m ³ Beton				Druckfestigkeit von 20-cm-Würfeln in kg/cm ² nach			Biegefestigkeit von unbewehrt. Balken 80 x 12 x 12 cm	Wasser-durchlässigkeit bei 10 at nach		Normen-druck-festigkeit nach 28 Tg. des		Mörtel-überschuß %	7-cm-Wüfel-festigkeit nach a 7 b 28 c 90 Tg. kg/cm ²	
	PZ.	Thur.	Diabas-					Wasser	PZ.	Thur.	Diabas	Zu-schläge	7	28		90 Tg.	28	90 Tg.	PZ.			Thur.
			Grus	Sp litt																		
253	0,5	1	2	1,10	2,11	1,5 : 5,21	10,8	0,53	250	159	309	1856	99	195	—	37,8	³ / ₁₀ t	¹ / ₁₀ t	384	295	150	210 a
254	0,5	1	2	1,00	1,91	1,5 : 4,91	11,4	0,54	261	164	319	1813	89	185	—	37,0	⁵ / ₁₀ t	² / ₁₀ t	384	295	175	311 b
110	0,5	1	2	0,98	1,88	1,5 : 4,86	11,1	0,50	255	166	332	1814 ^{*)}	113	206	289	38,1	dicht	—	380	262	150	352 ^{*)} c
249	0,5	1	2	0,91	1,76	1,5 : 4,67	10,8	0,50	260	178	346	1876	126	207	—	38,8	³ / ₁₀ t	⁴ / ₁₀ t	383	295	200	kg/cm ²

*) RG. nach 90 Tg. = 2,41 t/m³.

Der gesamte Tiefbau des Kraifhauses wurde in Eisenbeton mit Thuramentzusatz hergestellt; irgendwelche Bedenken gegen den Eisen-Thuramentbeton nach einjährigem Betriebe des Werkes liegen nicht vor; vgl. Tabelle XI u. Abb. 10.

Von Interesse sind die hierzu von der Bauleitung ausgeführten Versuche über Haft- und Druckfestigkeiten, die in Tabelle XII zusammengestellt sind.

Der Prüfbeton bestand aus 1 RT. Bindemittelgemisch + 3 RT. Zuschlagstoff aus Diabasgrus 0,7 mm und Diabassplitt 7 bis 20 mm nach folgender Siebkurve.

10,8 Gew.-%	0 bis 0,25 mm
7,4 "	0,25 " 0,50 "
8,1 "	0,50 " 1 "
16,1 "	1 " 3 "
24,8 "	3 " 7 "
7,4 "	7 " 10 "
25,4 "	10 " 20 "
100 %	

Vgl. untere Lamelle 1930, Göschwitz Nr. 163. Raumgewicht des Zuschlagstoffes = 1,79 kg/l, Wasser = 24 R.-%.

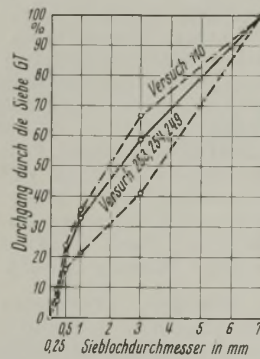


Abb. 10.

Tabelle XII. Zusammenstellung der Haft- und Druckfestigkeiten.

Lfd. Nr.	Gemische in RT. 1 : 3	Haftfestigkeit in kg/cm ² nach			Druckfestigkeit in kg/cm ²		
		90	180	270	90	180	270
		Tagen					
Gemittelt aus je 3 Versuchen							
1.	1 PZ. allein + 3 RT. Zuschläge	38,95	49,12	49,25	290	342	354
2.	2 " + 1 Th. + "	30,48	36,50	40,15	217	262	276
3.	2 " + 1 Tr. + "	31,35	34,83	38,35	193	231	250
4.	1 " + 1 Th. + "	28,52	32,67	36,03	170	210	219
5.	1 " + 1 Tr. + "	24,86	28,72	29,30	144	176	186
6.	1 " + 2 Th. + "	22,80	29,23	34,38	138	183	210
7.	1 " + 2 Tr. + "	18,55	20,30	22,13	74	106	133
8.	1 " + 3 Th. + "	23,12	30,47	34,98	128	167	205
9.	1 " + 3 Tr. + "	14,90	17,00	17,50	39	55	68
10.	1 " + 4 Th. + "	16,22	26,35	27,62	114	158	188
11.	1 " + 4 Tr. + "	8,60	10,85	12,28	34	48	60

besonders der Papierindustrie, nicht einwandfrei ist. Diese Versuche erstreckten sich auf das Verhalten von Betonwürfeln, die in gewöhnlichem Leitungswasser, in 3%iger Natriumbisulfatlösung, in gesättigter Calciumsulfatlösung, in 3%iger Schwefelsäure, in 3%iger Salpetersäure oder in 3%iger Natronlauge längere Zeit gelagert und danach abgedrückt wurden.

Die Versuche ergaben, daß die Anwendung von Thurament die Entstehung freien Kalkes im Beton verhindert, da Thurament den ungebundenen freien Kalk begierig aufnimmt, indem er wasserunlösliche Silikate und Aluminate bildet. Ein Auslaugen findet kaum merklich statt.

Ebenso stärkt der Gehalt des Betons an Thurament seine Widerstandsfähigkeit gegen Angriffe des Wassers, das schädliche Bestandteile vorgeannter Art enthält.

Die letztgenannten Versuche waren für die Gesellschaft von besonderem Interesse, da das Saalewasser infolge von Abwässerungsverunreinigungen,

Vermischtes.

Emschergerossenschaft in Essen. Der Vorstand hat für den am 5. Oktober 1933 verstorbenen Baudirektor Dr.-Ing. ehr. Helbing am 24. März 1934 den Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Alexander Ramshorn zum Baudirektor und damit zugleich zum Mitgliede des Vorstandes der Genossenschaft bestellt.

Der neue Baudirektor war als Regierungsbaumeister zunächst bis 1919 beim Hafenbauort der Kaiserlichen Werft in Kiel tätig und trat dann in die Dienste der Emschergerossenschaft. Dort leitete er als stellvertretender Bauamtsvorstand die Regulierungsarbeiten im östlichen und später im westlichen Niederschlagsgebiete der Emscher. Wir schätzen ihn seit Jahren als einen hervorragenden Mitarbeiter der „Bautechnik“.

Haus der Technik in Essen. Das neue Vorlesungsverzeichnis für das Sommersemester 1934 enthält auch einige Vorlesungen aus dem Gebiete des Bauwesens und den Randbezirken, u. a.:

8. Mai 1934, 19 bis 21 Uhr: Die Beziehungen zwischen Geologie und Bergwerksbetrieb im Ruhrkohlenbecken. Prof. Dr. Oberstebrink, Essen. — Voraussichtlich Mitte Mai: Wirtschaftlicher Vortrag. Staatsrat W. Börger, Köln. — 19. Juni 1934, 19 bis 21 Uhr: Einige Entwicklungslinien auf dem Gebiet der Sonderstähle. Dr.-Ing. Fry, Essen. — 26. Juni 1934, 19 bis 21 Uhr: Schweißen von Stahlbrücken. Dr.-Ing. Albert Dörnen VDI, Dortmund-Derne.

Hörerkarten außer an der Abendkasse und der Geschäftsstelle des Hauses der Technik in den Vorverkaufsstellen. Hörerkarte für eine technische Vorlesung 1,50 RM, Eintrittskarte für die allgemeinen Vorträge im Vorverkauf 0,75 RM, an der Abendkasse 1 RM. Semesterkarte für alle Vorträge 5 RM.

Programm in der Geschäftsstelle des Hauses der Technik, Essen, Postfach 254.

37. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. am 5. und 6. April 1934 in Berlin. (Fortsetzung aus Heft 17.)

Der folgende Vortrag von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinogel behandelte „Das Benzinger-Geflecht als neuartige Bewehrung für Beton und Eisenbeton auf Grund von Versuchen und praktischen Ausführungen“. Das aus Sechseck-Drahtgeflecht oder Rippen-Drahtgeflecht als Grundlage mit maschinell eingelochtenen Bewehrungsstäben aus beliebigem Stahl bestehende „Benzinger-Geflecht“ ist eine in sich steife Bewehrung, die die Mitwirkung des Betons auf Zug sowie gegenüber Schwind- und Temperatureinflüssen weitgehend sichert. Die bisher durchgeführten Belastungsversuche an Eisenbetonteilen mit Benzinger-Geflecht als Bewehrung haben vorzügliche Ergebnisse gezeigt. Bei Anwendung des Systems als Eisenbetonrippendecke sei ein außerordentlich günstiges Verhältnis von Eigengewicht zu Bruchlast erzielt worden. Schließlich wurden die Anwendungsmöglichkeiten des Benzinger-Geflechtes und damit ausgeführte Bauten vorgeführt.

Dipl.-Ing. G. Ehlers sprach über „Dampfturbinenfundamente und damit zusammenhängende Fragen des Eisenbetonbaues“. Die steigenden Maschinenleistungen zwingen zu immer schwereren Bauwerken für die in Form einer Tischplatte auf Stützen ausgebildeten Dampfturbinenfundamente. Um eine möglichst leichte Bauart zu gestatten, ist in erster Linie eine Beherrschung der Schwingungserscheinungen notwendig. Als Ergänzung der theoretischen Grundlagen sind Versuche an drei Turbinenfundamenten des Großkraftwerks Zschornowitz durchgeführt worden; über sie und ihre Ergebnisse wurde berichtet. Ferner wurden weitere Untersuchungen z. B. zur Ermittlung des Elastizitätsmaßes schwingender Eisenbetonkonstruktionen angeregt. — Die anschließende Aussprache zeigte die Notwendigkeit, auch die Eigenschaften und Einflüsse des Baugrundes in die Rechnung mit einzubeziehen.

Prof. Dr.-Ing. ehr. G. Rüh behandelte „Bauliche Maßnahmen des Luftschutzes“. Anhand verschiedenartiger Wirkungen von Bombeneinschlägen während des Weltkrieges wurden die für den baulichen Luftschutz wesentlichen Gesichtspunkte abgeleitet. Für die Anlage von Schutzräumen in vorhandenen Gebäuden unter Anpassung an die örtlichen Verhältnisse wurden mehrere Beispiele vorgeführt; daneben wurde auch die Frage des Schutzes bestehender Bauanlagen gegen Brandbomben gestreift. Für die Herstellung von Schutzräumen in Neubauten wurden unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Gesichtspunkte verschiedene Möglichkeiten erörtert, wobei neben Schutzräumen im Keller auch eine entsprechende Ausnutzung und Gestaltung der Treppenhäuser Vorteile bieten kann. Abschließend folgten einige Angaben über Kosten der Schutzmaßnahmen.

Marinebaurecht i. e. R. Dr.-Ing. Prüß gab in seinem Vortrage über „Neuere Betonbauten der Emschergerossenschaft“ ein Bild von der umfangreichen Verwendung von Beton und Eisenbeton bei Vorflutanlagen, Pumpwerken und Kläranlagen. Für die Sohlensaukleidung offener Abwassersammler werden fabrikmäßig hergestellte Betonplatten benutzt, deren Einbau im fließenden Wasser mittels eines besonderen Verlegungsverfahrens geschieht. Als Wasserbremsen wirkende Balkeneinbauten aus Eisenbeton und Absturzbauwerke beseitigen die zerstörende Wirkung des Hochwassers. Nach Angaben über die Entwicklung der Pumpwerke und der Kläranlagen, unter denen annähernd kugelförmige Eisenbetonfaulbehälter von 20 m Höhe und 16 m Durchm. sehr bemerkenswert sind, wurde die Ausbildung der größten Kläranlage des Emschergebietes Essen-Karnap unter besonderer Hervorhebung der zur Sicherung der Bauteile gegen starke Bodensenkungen erforderlichen Maßnahmen beschrieben.

1) Vgl. B. u. E. 1933, Heft 17, S. 275; Bautenschutz 1933, Heft 5, S. 95.

Oberbaurecht K. Baritsch sprach über „Hafenvertiefungen vor bestehenden Kaimauern“. Die Zunahme des Tiefganges und die neuzeitliche, durch ebenen Boden gekennzeichnete Querschnittform der Seeschiffe bedingen in allen künstlichen Hafenbecken Veränderungen und Verstärkungen bestehender Kaimauern, bei denen auch eine etwa vor dem Mauerfuß liegende Böschung beseitigt werden muß. Die zur Durchführung der Vertiefungsarbeiten im Hamburger Seehafen aufgestellten Vergleichsentwürfe, die sich auf Verankerungen oder Vorbauten erstrecken, wurden erläutert. Die Vorarbeiten gaben Veranlassung zu Proberammungen, Belastungsversuchen, Untersuchungen über den Erddruck und die Standicherheitsberechnung bei Spundwänden u. a. m., deren Ergebnisse und Auswertung mitgeteilt wurden. Die örtlichen Verhältnisse bei den einzelnen Kaimauerabschnitten und ein früher schon ausgewichenenes Stück des Kronprinzenkais hatten die Wahl mehrerer Arbeitsverfahren notwendig gemacht. Der Vortragende besprach die Ausschreibungsunterlagen, die Vergabe und die Ausführung der verschiedenen Lose. (Schluß folgt.)

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. (Schluß.) Versetzt: die Reichsbahnrate Dr.-Ing. Steinhagen, Vorstand des Betriebsamts Rostock, als Dezernent zur RBD Altona, Werner Fischer, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Hirschberg (Schles.), Daub, Vorstand des Neubauamts Düsseldorf 1, als Vorstand zum Betriebsamt Trier, Gätjens, bisher bei der RBD Essen, als Vorstand zum Betriebsamt Neuwied 1, Petzold, bisher bei der RBD Trier, als Vorstand zum Betriebsamt Nienburg (Weser), Martin Herrmann, bisher bei der RBD Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Köslin, Zietz, bisher beim Betriebsamt Duisburg 1, als Vorstand zum Betriebsamt Erfurt 2, Rogge, bisher beim Betriebsamt Bremen 1, als Vorstand zum Betriebsamt Kolberg, Rudolf Beyer, bisher bei der RBD Berlin, als Vorstand zum Neubauamt Groß-Strehlitz, Recker, bisher bei der RBD Köln, als Vorstand zum Neubauamt Duisburg 1, Kreidler, bisher bei der RBD Karlsruhe, zur RBD Essen, Grasselt, bisher bei der RBD Trier, als Vorstand zum Betriebsamt Bartenstein, Harms, Vorstand des Betriebsamts Kolberg, als Vorstand zum Betriebsamt Beuthen (Oberschl.), Leiner, Vorstand des Betriebsamts Mannheim 2, als Dezernent zur RBD Ludwigshafen (Rhein), Albrecht Wagner, Vorstand des Neubauamts Duisburg 1, als Vorstand zum Betriebsamt Hoyerswerda, Gengelbach, Vorstand des Betriebsamts Darmstadt 2, als Vorstand zum Betriebsamt Oberlahnstein, Kallenbach, Vorstand des Betriebsamts Burgsteinfurt, als Vorstand zum Betriebsamt Göttingen 2, Ebersbach, bisher bei der RBD Halle (Saale), als Vorstand zum Betriebsamt Görlitz 1, Vierkant, bisher bei der RBD Münster (Westf.), als Vorstand zum Betriebsamt Nordhausen 1, Lechler, bisher bei der RBD Stuttgart, als Vorstand zum Betriebsamt Rottweil, Gruner, Vorstand des Betriebsamts Rottweil, als Vorstand zum Betriebsamt Ulm, Aschenbrenner, bisher bei der RBD Stuttgart, als Vorstand zum Betriebsamt Craillheim, Reinhold Wagner, bisher bei der RBD Stuttgart, als Vorstand zum Betriebsamt Aalen, Eißler, bisher bei der RBD Stuttgart, als Vorstand zum Betriebsamt Calw, Kett, bisher beim Betriebsamt Friedrichshafen, zum Betriebsamt Ulm, Paßmann gen. Middeldorf, Vorstand des Betriebsamts Jülich, als Vorstand zum Betriebsamt Bielefeld, Klett, Vorstand des Betriebsamts Aschersleben 1, als Dezernent zur RBD Erfurt, Hohlwein, bisher beim RZB in Berlin, als Vorstand zum Neubauamt Düsseldorf 2, Seib, Vorstand des Betriebsamts Liegnitz 1, als Dezernent zur RBD Breslau, Fritz Otto, bisher bei der RBD Breslau, als Vorstand zum Neubauamt Braunschweig, Paul-Friedrich Schulz, Vorstand des Betriebsamts Malchin, als Vorstand zum Betriebsamt Rostock, und die Reichsbahnbaumeister Lutz, bisher beim Betriebsamt Mainz, zum Neubauamt Türkismühle, Johannes Krämer, bisher beim Betriebsamt Berlin 1, zur RBD Halle (Saale), Krämer-Nüttel, bisher beim Betriebsamt Hamburg, zur RBD Münster (Westf.).

Preußen. Überwiesen: Regierungsbaurechte (W) Dr.-Ing. Groth vom Wasserbauamt in Berlin an die Verwaltung der Berliner Wasserstraßen (Polizeipräsidium) in Berlin, Wiggers vom Neubauamt in Eberswalde an das Wasserbauamt daselbst, Regierungsbaumeister (W) Schutte vom Neubauamt in Eberswalde an das Wasserbauamt daselbst.

Die Regierungsbaumeister (W) Martin Arens beim Neubauamt in Münster i. W., Eberhard Steckhan (beurlaubt zum Reichsverkehrsministerium), Dr. phil. Grisse beim Kulturbaubeamten in Meppen, Jaffke beim Kulturbaubeamten in Potsdam, Albert Meyer beim Kulturbaubeamten in Stade und Fath beim Kulturbaubeamten in Stralsund sind zu Regierungsbaurechten ernannt worden.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind zur dienstlichen Verwendung überwiesen worden: die Regierungsbaumeister (W) Zacher dem Kulturbaubeamten in Meppen, Gutberiet der Regierung in Gumbinnen, Muth der Regierung in Düsseldorf, Goebel der Regierung in Gumbinnen.

INHALT: Die Verstärkung der Fahrtrahnen der Eisenbahnbrücke über die Donau bei Ujpest (Ungarn). — Die Verwendung von Thurament beim Bau der Saaletalsperre am Kl. Btelloch. (Schluß). — Vermischtes: Emschergerossenschaft in Essen. — Haus der Technik in Essen. — 37. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. (Fortsetzung). — Personalmeldungen.