DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

20. JAHRGANG. BERLIN, DEN 1. DEZEMBER 1923. No. 17.

Versuche mit Betonröhren für Hochdruckleitungen.

Von Dr. Fritz Emperger in Wien.

Bei dem Bau von Röhren aus Eisenbeton, die einen Innendruck auszuhalten haben, war man bisher auf die unzulängliche Zugfestigkeit K_{bz} des Betons in erster Linie angewiesen. Man rechnete dabei nach der Formel für die Zugkraft in der Rohrwand

$$P = 100 \cdot r \cdot A = K_{bz}(F_b + n_z \cdot F_e) \quad \ldots \quad (1).$$

Um dem abzuhelfen, ist eine Druckvorspannung mit Hilfe einer Drahtumwicklung oder von Stahlreifen in Vorschlag gebracht worden, derart, daß der Innendruck zuerst diese Vorspannung beheben muß, ehe die Festigkeit des Eisenbetonrohrs in Frage kommt, was ermöglicht, mit niedrigen zulässigen Zugspannungen hohen Druck aufzunehmen. Wenn in einem Rohr vom Halbmesser r und einem Wandquerschnitt von $F_b = 100\,d$ eine Druckvorspannung σ_b^0 durch einen Spanndraht vom Querschnitt $F_b = p \cdot F_b$ erzeugt wird, indem wir denselben mit σ_e^0 spannen, so wird der Innendruck A eine Zugkraft P in der Rohrwand erzeugen, deren Größe sich wie folgt zusammensetzt:

$$P = 100 \cdot r \cdot A = n_0 \cdot \sigma_b^0 \cdot F_b + K_{bz}(F_b + n_z \cdot F_e) \quad \ldots \quad (2)$$

Diese Gleichung zerfällt in zwei Teile. Der erste gibt die Kraft an, die zur Überwindung der Druckvorspannung aufgewendet werden muß, während der zweite die Widerstandskraft des gewöhnlichen Eisenbetonrohres angibt, die in diesem Falle als Reserve für die Sicherheit dient.

Auf dieser Gedankenfolge aufbauend haben die Ingenieure Dr. Fritz Emperger und August Umlauf ein System des Rohrbaues geschaffen, das nicht nur die Theorie und Statik solcher Druckröhren umfaßt und durch systematische Versuche belegt, sondern auch das ganze Gebiet des Druckrohrbaues, wie die Stoßausbildung, die Ausdehnungsfugen, die Wasserdichtigkeit und alle Einzelheiten der Herstellung neu behandelt. Aus einem ausführlichen Bericht über die mit solchen Rohren ausgeführten Versuche, die die Erfinder an anderer Stelle veröffentlichten[1]), sei der folgende Auszug mitgeteilt.

In der Gleichung (2) finden sich zwei Übertragungszahlen n vor. „n_z" ist die Verhältniszahl zwischen der Dehnung des Betons und des Eisens beim Zerreißen bzw. der zugeordneten Spannungen. In der österreichischen Vorschrift findet sich diese Größe noch im Stadium der Rißsicherheit mit $n_z = 37{,}5$ oder $\mu = 15/37{,}5 = 1/2{,}5$ angegeben. Sie kann beim Reißen des Betons $n_z = 45$ oder $n = 1/3$ betragen, wie die Versuchsarbeiten von Considère, Schüle, Bach, Kleinlogel u. A. zeigen. In dem Verhalten des Betons gegen Druck und Zug besteht eine strenge Analogie. Beim Erreichen der jeweiligen Festigkeitsgrenze des gewöhnlichen Betons tritt auch im Eisenbeton eine deutliche Lockerung des Gefüges ein und ein wesentlicher Abfall in der Festigkeitszunahme. Gleichzeitig zeigen sich große Längenänderungen, in Folge deren das Übertragungsverhältnis rasch ansteigt. Die Ausnützung dieser Verhältnisse beim Druck durch die Umschnürung als umschnürter Beton und als umschnürtes Gußeisen sind heute allgemein bekannt, während dies beim Zug noch nicht der Fall ist. Die Beobachtung Bachs über das Auftreten von Wasserflecken bei der gleichen Dehnungsfähigkeit von gewöhnlichem und bewehrtem Beton hat zu dem Schluß Anlaß gegeben, daß der Beton seine Dehnungsfähigkeit durch Bewehrung nicht erhöht, was eine Feststellung aus derselben Quelle widerlegt[2]), in der das Auftreten von Zugrissen bei gewöhnlichen Balken besprochen wird. Ohne eine vermehrte Dehnung müßten alle Balken vor dem Erreichen der zulässigen Last gerissen sein. Genauer findet sich der Verlauf des Wertes von n_z während der Spannungszunahme bis zum Riß in meiner Arbeit „Die wahre Größe des Trägheitsmoments in Eisenbetonbalken" nachgewiesen[3]. Wir finden dort in Abb. 7 dargelegt, daß sich die Zugwirkung nach Erreichen der vollen Festigkeit noch während mehreren Belastungsstufen auf einer gleichen Höhe erhält und der Riß viel später eintritt. Leider kennen wir kein Mittel, um diese Zugdehnung so verläßlich zu machen, wie dies beim Druck durch die Umschnürung geschieht.

Eine Rechnung mit $n = 15$ auch für Zug, wie man dem insbesondere in Deutschland der Einfachheit wegen das Wort redet, verlangt zum Ausgleich die Angabe viel höherer Zugfestigkeit, als sie tatsächlich gerechtfertigt sind und kann dort in Frage kommen, wo die Zugwirkung nur eine nebensächliche Bedeutung besitzt. Da aber die Rohrfestigkeit in erster Linie von der Zugwirkung abhängt, so müssen wir bestrebt sein, sowohl die Zugfestigkeit wie das n_z richtiger anzugeben.

[1]) Beton u. Eisen 1923, S. 223.

[2]) Handbuch für Eisenbau Bd. I. — [3]) Beton u. Eisen 1916, S. 58. —

Abb. 5. Emperger-Rohr 1,6 m l. W.
Abb. 1 (links). Kielberg-Rohr nach Bruch.
Abb. 3 (rechts). Emperger-Rohr unter 18 Atm

Der gewöhnliche Beton, der bei einer entsprechend guten Herstellung eine Zugfestigkeit vom 15 kg/cm² besitzt, kann auf die Mitwirkung des Eisens von $20 \cdot 15 = 300$ bis $45 \cdot 15 = 675$ kg/cm² bei einer netzförmigen Verteilung der Bewehrung rechnen, wie dies beim Rohrbau immer zutrifft. In der Praxis ist der Gebrauch von $n_z = 20$ aus Vorsicht allgemein üblich.

„n_0" ist die Übertragungszahl bei einer Vorspannung auf Druck.

Um diese zu ermitteln, wurden bei allen Versuchen die gesprungenen Rohre einer nochmaligen Belastung unterzogen. Wenn wir in der Gleichung 2 die Zugfestigkeit gleich Null setzen, so ist:

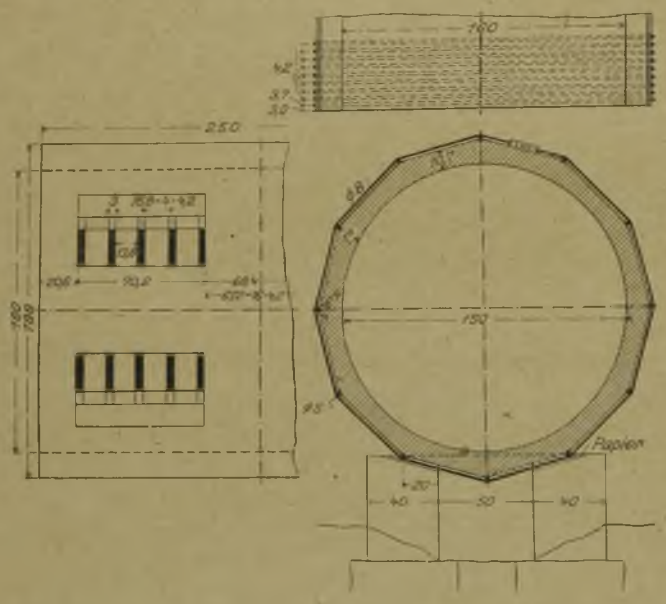
$$100 \cdot r \cdot A' = n_0 \cdot \sigma_b^0 \cdot F_e = n_0 \cdot \sigma_b^0 \cdot F_b = n_0 \cdot p \cdot Z \quad . \; . \quad (3)$$

und daher

$$n_0 = \frac{100 \cdot r \cdot A'}{p \cdot Z} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (4)$$

Die Größe wurde wiederholt ermittelt und im Durchschnitt mit $n_0 = \frac{1}{p} = 100$ festgestellt. Bei genauer Rechnung ist $n_0 = \frac{1 + n p}{p}$, d. i. für $p = 1$, $n = 15$, $n_0 = 115$. Der Sicherheit wegen setzen wir $n_z = 20$ und $n_0 = \frac{1}{p}$ d. i. also $= 100$.

Auf Grund dieser Darlegungen lautet unsere Gleichung 1.



$$100 \cdot r \cdot A' = 100 \cdot \sigma_b^0 \cdot F_e + K_{bz} (F_b + 20\, F_e) =$$
$$F_b \cdot \sigma_b^0 + K_{bz} (F_b + 20 \cdot F_e) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (5)$$

In dieser Gleichung ist K_{bz}, die Zugfestigkeit des Betons, unbekannt und ist fallweise zu bestimmen. In unserem Falle wurde sie einmal aus nicht bewehrten Rohren gewonnen, das andere Mal durch gleichzeitig betonierte Balken.

A. Rohre von 30 cm l. W. mit Drahtumwicklung. Abb. 1, 2 und 3.

Benutzt wurden im Handel erhältliche (Kielberg)-Rohre der Firma Steinag mit 3 cm Wandstärke und 20—30 kg/cm² Zugfestigkeit. Sie wurden mit 2 mm-Draht im Abstand von 1 cm umwickelt und dem Eisendraht (Festigkeit 7100 kg/cm²) eine Spannung von 50 und 100 kg, dem Stahldraht (Festigkeit 13 000 kg/cm²) eine solche von 250 kg gegeben. Der Eisenquerschnitt betrug demnach $F_e = 3{,}1$ cm³ oder fast genau 1 v. H. Die Ergebnisse der Theorie und der Versuche vergleichen sich wie folgt:

$$100 \cdot 15 \cdot A' = F_b \cdot \sigma_b^0 + F_b \cdot K_{bz} + F_e \cdot n \cdot K_{bz}$$
$$= 300 \cdot 17 + 300 \cdot 15 + 3 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 15.$$

Es sind daher für

$z =$	Nach der Rechnung	Versuchsergebnisse	$n_0 =$
50 . .	$A' = 3{,}4 + 3{,}0 + 0{,}6 = 7{,}0$	8 Atm. b. Bruch 4 Atm. b. Wiederbel.	120
100 . .	$A' = 6{,}8 + 3{,}0 + 0{,}6 = 10{,}8$	12 „ „ „ 7 „ „ „	105
250 . .	$A' = 17 + 3{,}0 + 0{,}6 = 20{,}6$	18 „ „ „ 15 „ „ „	90

Wie ersichtlich besteht zwischen unseren theoretischen Unterlagen und dem Ergebnis unserer Versuche eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

B. Rohre von 1,6 m l. W. mit Stahlreifen. Abb. 4—5.

Das Rohr war 10,7 cm stark, mußte aber, da Stahl nicht zur Verfügung stand, mit Flußeisen mit einer Fließgrenze von 2880 kg/cm² bewehrt werden. Man versuchte, die Drähte durch Strecken auf eine Fließgrenze von 3400 kg/cm² zu bringen. Die Bewehrung bestand in 8 mm starken Rundeisen in Abständen von 4,2 cm, entsprechend einer verglichenen Stärke von 0,12 cm oder 1,1 v. H. Die Drähte wurden entsprechend der erhöhten Fließgrenze mit 800 kg angespannt. Es ist dies $\sigma_e^0 = 1600$ kg/cm² im Eisen und $\sigma_b^0 = 18$ kg/cm² im Beton. Die Zugfestigkeit des Betons wurde an Balken mit 15 kg/cm² ermittelt, hat jedoch beim Rohr nur 10 kg/cm² betragen. Wir erhalten

$$100 \cdot 80 \cdot A' = 1070 \cdot 18 + 1070 \cdot 10 + 12 \cdot 20 \cdot 10 =$$
$$(192 + 107 + 24) \cdot 100 = 32300$$
$$A' = 2{,}4 + 1{,}4 + 0{,}3 = 4{,}1 \text{ Atm. gegen } 4{,}2 \text{ Bruch,}$$
$$2{,}6 \text{ Atm. bei Wiederbelastung und}$$
$$n_0 = \frac{100 \cdot 80 \cdot 2{,}6}{1{,}1 \cdot 1600} = 118 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (6)$$

Das Nichtauftreten einer Überschreitung erklärt sich durch die Unverläßlichkeit, ob auch bei allen Drähten die höhere Fließgrenze erreicht worden ist.

Die Erzielung eines wasserundurchlässigen Betons steht in engem Zusammenhang mit der Verwendbarkeit dieser Röhren. Wasserdichtigkeit wurde bei vorliegenden Versuchen mittels Wasserglas und Schmierseife erzielt. Sie kann auch ohne weiteres durch geeignete Zusätze zum Beton oder durch einen wasserdichten Verputz erzielt werden. Bei höheren Drücken empfiehlt sich wegen der größeren Zuverlässigkeit die Einschaltung eines Blechrohres.

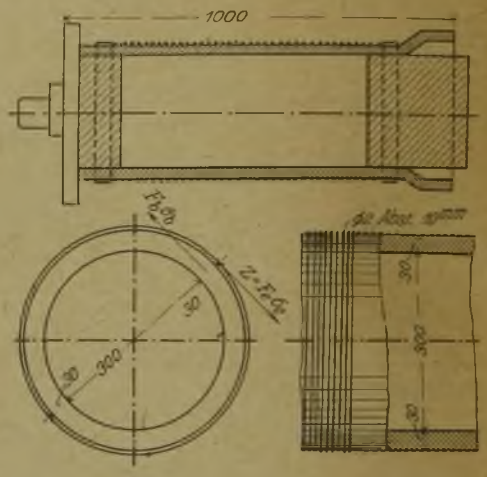


Abb. 2a—b. Rohr von 30 cm Durchm. mit Drahtumwicklung.

Abb. 4a—c (links). Rohr von 160 cm Durchm. mit Stahlreifen.

Emperger-Rohre mit Blechfutter.

Für die Herstellung solcher Rohre für höhere Drücke kommen drei Wege in Betracht. Es wird entweder das Blechrohr nach innen angeordnet und die Betonhülle stückweise außen aufbetoniert, oder es kann auch umgekehrt das Betonrohr mittels der Zementkanone innerhalb angeblasen werden. Als dritte Möglichkeit ergibt sich die Herstellung aus einzelnen Formstücken. In allen Fällen wird eine Druckverspannung auf beide Rohre aus Beton und aus Eisen ausgeübt und so erzielt, daß auch das Blech etwas besser als im gewöhnlichen Eisenbetonbau ausgenützt werden kann, Versuche mit dieser Anordnung sind mit der Fortsetzung der Versuchsarbeiten vorgesehen.

Von besonderem Interesse sind im Anschluß an die Berechnung gegebenen wirtschaftlichen Erwägungen und Beispiele. Ausgehend vom Eisenrohr als Standard, wollen wir dessen beste Ausnützung zum Vergleich heranziehen, d. i. für einen Betriebsdruck und 50 v. H. Stoßzuschlag eine Inanspruchnahme von 900 kg/cm², sodaß die Leistungsfähigkeit des Eisens durch die Gleichung gekennzeichnet ist:

$$P = 900 = F_e \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (7)$$

abgesehen von der üblichen Mehrstärke von 2 mm zur Rostsicherheit. —

Bei Eisenbeton mit 2,5 v. H. Bewehrung ist

$$P = 10 \cdot (F_b + 20 \cdot F_e) = 600 \cdot F_e \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (8)$$

Wir sind also mit Eisen allein immer in der Lage, den-

selben Querschnitt um 50 v. H. besser auszunutzen, sofern wir bei Eisenbeton eine 2,5 fache Schicht gegen Rißbildung fordern. Eisenbeton ist wegen der schlechten Ausnützung des Eisens nur bei niedrigen Drücken bis etwa 3 Atm. wettbewerbsfähig, bei denen man ein Eisenrohr aus konstruktiven Gründen überdimensionieren muß.

Bei dem Emperger-Rohr mit 1 v. H. Stahlbewehrung ergibt sich die zulässige Belastung:

$$P = 16{,}7\, F_b + 3550\, F_e = 5220\, F_e \quad \ldots\ldots \quad (9)$$

Es ist hierbei eine 1,5 fache Sicherheit wie beim Eisen angenommen, wegen der 5 fachen Rißsicherheit. Wir ziehen hierbei einen Stahl von 13 000 kg/cm² Festigkeit in Vergleich, dessen Kosten etwa die doppelten derjenigen des Eisens sind. Die Wirkung der halben Stahlmenge, also der gleichen Auslage, beträgt: 2610 F_e. Die Überlegenheit des Betonrohrs mit den gespannten Stahlreifen ist eine so große, daß sie auch bei Verwendung eines Blechfutters bestehen bleibt. —

Die Bewegungserscheinungen an der Beton-Straßenbrücke in Saarbrücken.

Von Dr.-Ing. Birkenstock, a. o. Professor in Berlin.

Die Mitteilungen der Stadtverwaltung von Saarbrücken in Nr. 14 dieser Zeitschrift haben in Nr. 15 Zuschriften des Hrn. Brt. Karl Bernhard und Ob.-Ing. Alfons Schroeter in Berlin zur Folge gehabt. Dadurch dürften die Bewegungserscheinungen der Brücke wenigstens teilweise geklärt sein. Der in Nr. 16 vertretenen Ansicht, daß Schwinden und Temperatureinflüsse die Risse in den Stirnmauern verursacht haben könnten, kann ich nicht beitreten, da es näher liegende Erklärungen gibt.

Nach Erscheinen der Veröffentlichung der Stadtverwaltung wandte sich Schreiber dieser Zeilen an die Bauherrin mit der Bitte um weitere Angaben, da sich namentlich in den beiden letzten Abschnitten der Mitteilungen Unklarheiten bemerkbar machten. Nachdem das erbetene Material und Handskizzen der größeren Rißbildungen eingegangen sind, ist es möglich, die Ursachen der Schäden weiter zu beleuchten. Die Quelle eines großen Teiles der Schäden ist jedenfalls das Füllmaterial.

Von ungewöhnlich schweren Fuhrwerken ist das Bauwerk bisher nicht befahren worden. Es verkehren Lastkraftwagen bis zu 9 t Gesamtgewicht. Straßenbahngleise sind bisher nicht verlegt worden. Auch hat eine Inanspruchnahme durch schwere Kriegsfahrzeuge bisher nicht stattgefunden.

Die von Unternehmerseite zunächst geäußerte Auffassung, daß durch den Schub des zu eng gerammten Steinpflasters die Brüstungen herausgedrückt worden seien, kann wohl kaum als stichhaltig angesehen werden. An sich wäre die Übertragung von wagerechten Kräften durch den Unterbeton des Bürgersteiges nach der Brüstung hin schon möglich. Bekanntlich sind bei Verwendung von Holzpflaster Schäden an den Brüstungen oft entstanden. Begleiterscheinung eines solchen Arbeitens der Straßendecke ist meist die zunehmende Schrägstellung der Bordschwellen, die gemäß der Konstruktionszeichnung des Bürgersteiges wohl auch in Saarbrücken eingetreten wäre, wenn die Annahme der Schubwirkung des Steinpflasters richtig wäre.

Auch die Annahme, daß eine sprengende Wirkung der gefrorenen feuchten Hinterfüllung zu den Schäden beigetragen haben könnte, mußte fallen gelassen werden.

Die schon geäußerte Vermutung, daß das Füllmaterial die Grundursache der Schäden an den Stirnmauern und Kanzeln sei, wird durch die Rißbilder vollauf bestätigt. Letztere wurden an Hand der übersandten Skizzen angefertigt. Sie sollen lediglich den Charakter der Rißbildungen zum Ausdruck bringen ohne jedoch auf photographisch getreue Wiedergabe Anspruch zu machen. In Abb. 1 ist der Grundriß des Bauwerks dargestellt. Die dort verzeichneten Rißschäden werden weiter unten noch besprochen werden.

In der Veröffentlichung der Stadtverwaltung war in Abschnitt 11 von senkrechten Rissen die Rede, die sich in den „Vorköpfen" der Pfeiler gebildet hätten. Wie die Abb. 2—5 zeigen, sind Risse in den eigentlichen Vorköpfen, d. h. in den Wasserspaltern nicht aufgetreten. Die Rißbildung erstreckt sich nur auf das Umfassungsmauerwerk der oben angeordneten Kanzeln. Charakteristisch ist, daß die Risse da aufhören, wo die großen Mauerwerksmassen der eigentlichen Vorköpfe beginnen. Diese Tatsache beweist, daß die Rißschäden im Mauerwerk der Kanzeln, die ebenso wie die Stirnmauern mit Kies hinterfüllt sind, durch einen Überdruck des Füllmaterials entstanden sind.

Von sachverständiger Seite wurden die lotrechten Risse in den Kanzeln und der Brückenbrüstung auf ein vermutlich starkes Schwindmaß der verwendeten Sandsteine zurückgeführt. Abgesehen davon, daß dieser Begriff ungewöhnlich ist, sieht man bei dieser Auffassung nicht ein, weshalb die Risse gerade da aufhören, wo die Hinterfüllung auf ihre Entstehung keinen Einfluß mehr hat, also dort, wo das durchgehende Mauerwerk des Pfeilervorkopfes beginnt.

Wenn an den Stirnmauern der kleinen Bögen, im Gegensatz zu den großen Bögen, keine Risse eingetreten sind, obwohl die Wandhöhe fast die gleiche ist, so liegt das nur daran, daß die Stirnmauern der Nebenbögen nicht wie am Hauptbogen durch eine Dehnungsfuge geschwächt

Abb. 1—9. Nach Aufnahmen der städt. Bauverwaltung aufgetragen.

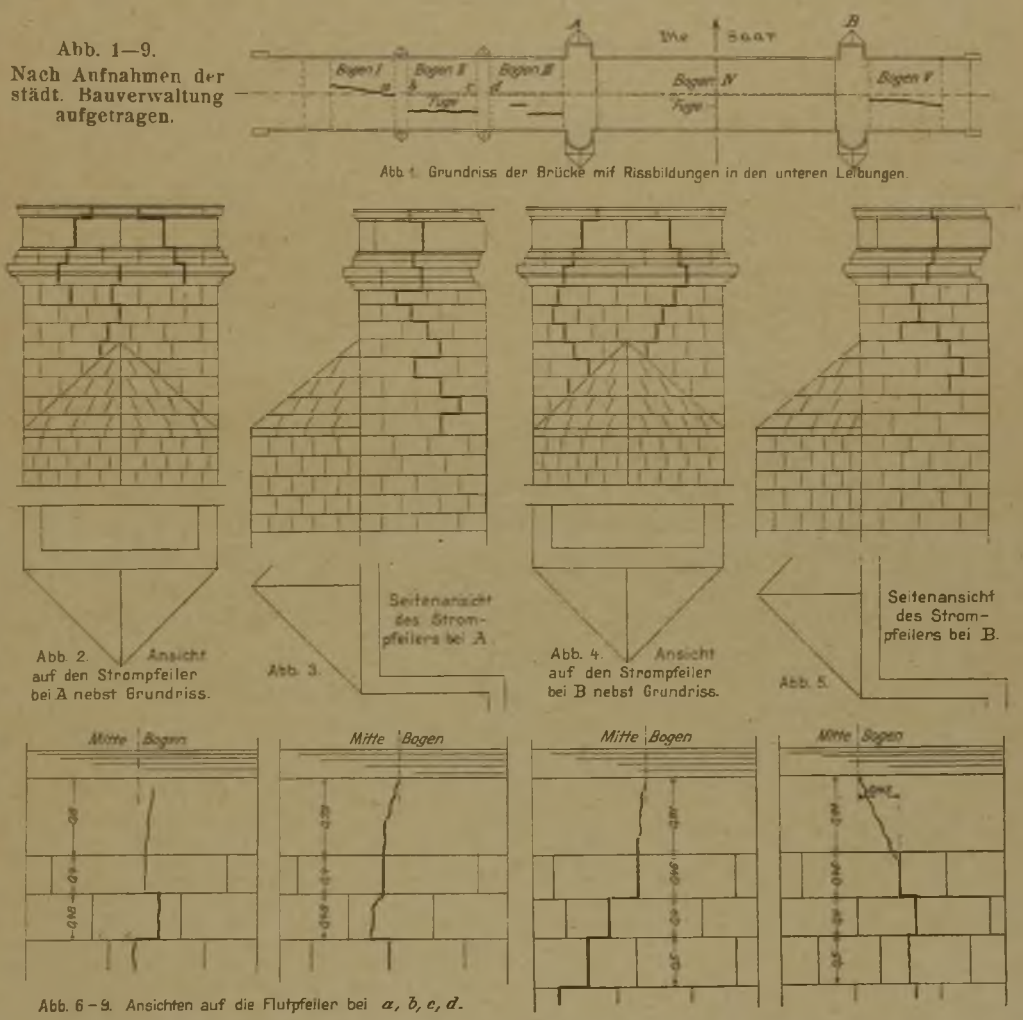


Abb. 1. Grundriss der Brücke mit Rissbildungen in den unteren Leibungen.

Abb. 2. Ansicht auf den Strompfeiler bei A nebst Grundriss.

Abb. 3.

Abb. 4. Ansicht auf den Strompfeiler bei B nebst Grundriss.

Abb. 5.

Abb. 6—9. Ansichten auf die Flutpfeiler bei a, b, c, d.

sind. Fugen in Massivbauwerken sind meist, wie auch hier, nur als ein notwendiges Übel anzusprechen, bei deren Anwendung besondere Vorsicht geboten ist.

Auch die Rißbilder von anderen Stellen der Stirnmauern und Brüstung bestätigen die Auffassung, daß nur das Füllmaterial die Ursache dieser Schäden ist. Diese Ansicht wird namentlich auch durch die Tatsache gestützt, daß Schäden der in Rede stehenden Art bis in die neueste Zeit eingetreten und bekannt geworden sind. Das zwischen den Stirnmauern eingepreßte Füllmaterial übt gewissermaßen eine keilförmig sprengende Wirkung aus, die sich rechnerisch nicht erfassen läßt, aber weit höher sein kann als der in normaler Weise ermittelte Erddruck. Infolgedessen müssen Stirnmauern stärker als Stützmauern von gleicher Höhe ausgebildet werden, jedenfalls dürfen sie nicht schwächer sein. In dieser Hinsicht erscheint das Querprofil der ausgeführten Stirnmauern in Saarbrücken nicht sehr Vertrauen erweckend, wiewohl es ausreichend wäre, wenn man die Mauer in gewöhnlicher Weise auf Erddruck berechnen würde.

Die wissenschaftliche Begründung zu vorstehenden Darlegungen findet sich in dem 1906 erschienenen Werke von Müller-Breslau „Erddruck auf Stützmauern", wo auf S. 144 und ff. im Anschluß an Versuche der Erddruck auf elastische Wände, zu denen auch die Stirnmauern gewölbter Brücken gehören, erörtert wird. Auf S. 153 heißt es dann: „Beachtenswert ist auch, daß durch abwechselnde Belastung und Entlastung der Angriffspunkt des Erddruckes etwas höher gerückt werden kann. Man wird hiermit zu rechnen haben, wenn eine von zwei nahen Wänden gestützte Erdmasse unausgesetzt schwer belastet und wieder entlastet und dadurch immer mehr zusammengepreßt wird. Als Beispiele führen wir an: Eisenbahnkörper zwischen Felshang und Stützmauer, Erdmasse zwischen den Stirnmauern gewölbter Brücken oder zwischen längeren Flügelmauern von Brückenwiderlagern." Im Anschluß hieran weist der genannte Verfasser auf ihm bekannt gewordene Fälle von Rißbildungen hin.

Besonders häufig hat man Schäden der genannten Art bei Eisenbahnbrücken beobachtet. Hier werden naturgemäß schmale eingleisige Brücken mit hohem Pfeil in erster Linie betroffen. Will man diesen möglicher Weise eintretenden Schäden aus dem Wege gehen, so kann entweder eine kräftige Ausführung der Stirnmauern oder ein Ersatz des Füllmaterials durch Magerbeton in Frage kommen. Viel älter als letzteres Mittel ist die Ausführung von Hohlmauerwerk in Form von Längs- oder Querkapellen, das für viele Fälle zweckmäßig erscheint. Manchmal sind auch eiserne Anker zur gegenseitigen Absteifung der Stirnwände verwendet worden (z. B. Wegüberführung über die Eisenbahn Buhlen-Corbach, Reichsbahndirektion Cassel). Häufigere Verwendung haben eiserne Anker in Rundeisen- oder I-Form und in den letzten Jahren auch Ankerbalken aus Eisenbeton bei der Endausbildung von Brücken zur Absteifung der Parallelflügel gefunden. Ebenso wie an der Kämpferfuge in der Stirnmauer eines Dreigelenkbogens liegt am Ende der Flügel eine besonders ungünstige Kraftverteilung vor.

Außer den bisher besprochenen Schäden in der Brüstung, den Stirnmauern und den Kanzeln sind weitere Rißbildungen in den Leibungen der Bögen eingetreten (Abb. 1). Hierauf ist im letzten Abschnitt der Veröffentlichung der Stadtverwaltung hingewiesen. Diese Risse finden sich in sämtlichen Bögen mit Ausnahme des großen Bogens. Des weiteren sind Risse in den beiden Nebenpfeilern auf dem linken Ufer eingetreten. Hierüber geben die Abb. 6 bis 9 näheren Aufschluß.

Die Risse in den Pfeilern und den Leibungen sind jedenfalls auf andre Ursachen zurückzuführen als die vorher besprochenen Schäden in den Stirnmauern und Kanzeln. Betrachtet man die Rißbildungen an den Flutpfeilern, so fällt auf, daß diese in Abb. 7 bis 9 oben genau in Pfeilermitte beginnen, um sich dann durch den Pfeilerbeton und die Werksteinverkleidung nach unten hin fortzusetzen. Wenn man weiter bedenkt, daß die Ausführung derart erfolgt ist, daß zunächst die Bögen I und V in voller Breite hergestellt wurden, daß aber die Ausführung der drei mittleren Bögen aus wirtschaftlichen Gründen je in zwei Hälften erfolgte, so scheint hier der Schlüssel für diese Schäden zu suchen zu sein. Es wird wohl kaum ein Zufall sein, daß von den vier dargestellten Rissen in den beiden Nebenpfeilern drei genau in Pfeilermitte ihren Ausgang nehmen, also dort, wo die beiden Gewölbehälften zusammenstoßen, die im übrigen konstruktiv nicht verbunden sind. Auch der vierte Riß in Abb. 6 entsteht oben nur wenige Zentimeter von der Mitte entfernt. An den Hauptpfeilern sind ähnliche Risse nicht beobachtet worden, was bei ihrer größeren Massigkeit nicht zu verwundern braucht.

Die Risse in den Leibungen der Bögen liegen in den Endöffnungen ziemlich in der Brückenachse, während sie bei den Bögen II und III nur in den zuletzt hergestellten Gewölbehälften auftreten (die Strom abwärts gelegenen Gewölbehälften der Bögen II, III und IV wurden zuerst hergestellt). In dem statisch bestimmten Dreigelenkbogen sind keine Risse in der Leibung eingetreten. Um Schäden durch Schwinden in der Querrichtung der Brücke kann es sich daher nicht handeln. Wahrscheinlich ist, daß die Schäden in den Leibungen mit den senkrechten Rissen an den Pfeilern im Zusammenhang stehen.

Wie schon gesagt, besteht die Vermutung, daß die Pfeiler infolge der Ausführung eines Teiles der Gewölbe in zwei Hälften in irgend einem Zeitpunkt ihrer Herstellung den Anstoß zu ihrer späteren Zerstörung erfahren haben. Ohne genaue Kenntnis der Arbeitsvorgänge, insbesondere der Art der Einrüstung, etwa vorgenommener oder unterbliebener Absteifungen, der Dauer der Einschalung und der Methode des Ausrüstens wird sich etwas Zuverlässiges nicht sagen lassen. Die Lösung scheint jedoch in der angedeuteten Richtung zu liegen. Insbesondere wären noch Messungen an sämtlichen Pfeilern vorzunehmen, aus denen hervorginge, ob Verschiebungen in senkrechter und namentlich in wagerechter Richtung vorgekommen sind.

Der Vollständigkeit halber sei noch erwähnt, daß ungünstige Beanspruchungen eines Pfeilers namentlich auch dann eintreten können, wenn die beiden anschließenden Bögen einerseits auf der linken, andererseits auf der rechten Bogenhälfte mit Verkehrslast voll belastet sind. Es treten dann im Pfeiler wagerechte Torsionsspannungen ein, die bei einer Ausführung der Bögen in je zwei Hälften sich unter Umständen bemerkbar machen könnten, weil dieser Ausführung die lastverteilende Wirkung des vollen Gewölbes ziemlich abgeht. Eine unmittelbare Ursache der Schäden dürfte in diesem Verhalten zwar nicht zu suchen sein, wohl aber eine Beförderung derselben. —

Nachschrift der Schriftleitung: Hiermit glauben wir die Erörterung dieser Frage abschließen zu sollen. —

Vermischtes.

Badewannen aus Eisenbeton. In Nr. 46 der „Deutschen Bauzeitung" (Anzeigenteil) wird über die Herstellung von Badewannen aus Eisenbeton von 10—12 mm Wandstärke mit Innenhaut von geschliffenem und poliertem Marmor-Terrazzo, ein Fabrikat der Firma Ohle & Lovisa in Kiel, berichtet. Die Ausführung von Badewannen in Beton mit Auskleidung von Marmor-Terrazzo ist jedoch nicht neu, sondern von mir schon vor mehr als 30 Jahren öfter versucht worden. Das Aussehen solcher Wannen mit ihren ausgerundeten Ecken und blanken Flächen, denen man vielerlei Farbe geben kann, ist im fertigen Zustande außerordentlich schön, aber bei der üblichen Herstellungsweise des Terrazzo-Belages hat sich die Konstruktion nicht bewährt. Schon beim ersten Füllen der Wanne wird das zum Polieren des Terrazzos erforderliche Öl durch das heiße Badewasser ausgewaschen und schwimmt obenauf. Die Marmorstückchen des Terrazzos werden schnell rauh, unansehnlich und schmutzig, ohne sich reinigen zu lassen; besonders häßlich markiert sich die Lage des höchsten Wasserstandes. Ich habe deshalb derartige Wannen bald wieder aufgeben müssen. So lange nicht ein Verfahren besteht, der polierten Fläche das Öl und den blanken Glanz zu erhalten, sind diese Wannen nicht zu empfehlen; aber das prächtige Aussehen derselben und der gute konstruktive Gedanke führen vielleicht dazu, eine für heißes Wasser dichte und haltbare Politur herzustellen. Das wäre sehr zu begrüßen und hätte sicher eine große Zukunft, wenn wir erst wieder Badeanstalten bauen werden. —

Dr.-Ing. W. Schleyer.

Die Aufhebung der Zwangswirtschaft für Zement ist für den 1. Dezember d. J. in Aussicht genommen. Es wird also die Höchstpreisverordnung für Zement aufgehoben. Damit hat ein seit 25. Januar 1917 bestehender Zustand sein Ende erreicht, der auch dann noch fortbestanden hat, nachdem die übrigen Baustoffe bereits freigegeben waren. Die Reichsstelle für Zement war zwar bereits Ende März 1922 aufgelöst, ihre Funktionen waren aber an das Reichswirtschaftsministerium übergegangen. —

Inhalt: Versuche mit Betonröhren für Hochdruck. — Die Bewegungserscheinungen an der Beton-Straßenbrücke in Saarbrücken. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
W. Büxenstein, Berlin SW. 48.