

# DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 2. Oktober 1936

Heft 43

Alle Rechte vorbehalten.

## Warum schweißen und wie schweißen?

Von G. Schaper.

Noch vor zehn Jahren dachte man im Stahlbrücken- und Hochbau kaum an das Schweißen. Vereinzelt sind vor dieser Zeit nur ausgebogene schlaife Diagonalen von Fachwerkträgern mit dem Thermitweißverfahren und durch Zusammenpressen verkürzt und dadurch wieder straff gezogen worden. Sonst beherrschte das Nietverfahren unbeschränkt den Stahlbau.

Im Maschinenbau hatte aber das Schweißverfahren damals schon große Erfolge erzielt. Man hatte gelernt, mit großem wirtschaftlichem Erfolge und mit technischem Nutzen Maschinentelle aus Einzelstücken zusammenzuschweißen, die bis dahin unter Benutzung teurer und schwieriger Modelle gegossen werden mußten. Gußteile mit verwickelten Formen hatten oft trotz großer Sorgfalt beim Gießen Fehlstellen im Guß und hohe innere Spannungen. Beide Mängel ließen sich beim Zusammenschweißen aus einzelnen kleineren Teilen vermeiden. Das Schweißverfahren eroberte sich im Maschinenbau immer weitere Gebiete. Heute werden große Maschinen ganz geschweißt. Abb. 1 zeigt eine ganz geschweißte 2000-t-Schiffbaupresse und Abb. 2 ebenfalls ganz geschweißte Bagger.<sup>1)</sup> Auch große feste und fahrbare Krane werden heute in geschweißter Ausführung gebaut.

Auch im Schiffbau hatte das Schweißverfahren vor zehn Jahren schon Eingang gefunden. Hier war es die durch das Schweißverfahren erzielte große Gewichtsersparnis, die dem Schweißverfahren Eingang verschaffte. Nachdem das Schweißverfahren immer weiter vervollkommen ist, werden heute die größten Schiffe mit ausgezeichnetem Erfolge ganz geschweißt.

Der gleiche Grund war für die frühzeitige Einführung des Schweißverfahrens im Eisenbahnwagenbau maßgebend. Der Vorteil der Gewichtsersparnis durch das Schweißverfahren macht sich im Eisenbahnwagenbau besonders darin bemerkbar, daß weniger totes Gewicht befördert werden muß, und daß daher die Zugkraft der Lokomotiven nutzbringender aus-

genutzt werden kann. Heute werden Personen- und Güterwagen vielfach ganz geschweißt. Abb. 3 zeigt einen ganz geschweißten Großgüterwagen der Deutschen Reichsbahn.

Die Erfolge des Schweißverfahrens auf den drei genannten Gebieten ließen etwa vor zehn Jahren die Frage auftauchen, ob nicht auch im Stahlhoch- und Brückenbau das Schweißverfahren mit technischem und wirtschaftlichem Nutzen verwendet werden könnte.

Reifliche Überlegungen ließen diese Frage bejahen. Der Verlust an Querschnitt in den gezogenen Teilen durch die Nietlöcher fällt beim Schweißverfahren weg. Rechtwinklig aneinanderstoßende Teile werden beim Schweißverfahren nicht durch Winkelstähle, sondern nur durch Schweißnähte hergestellt. Diese beiden Umstände mußten eine erhebliche Gewichtsersparnis bringen. Da anzunehmen war, daß das Schweißen wegen der geringeren Bearbeitungskosten auch bei Verwendung teurer Elektroden nicht unwirtschaftlicher als das Nieten werden konnte, mußte die Gewichtsersparnis gleichbedeutend mit einer Kostenersparnis sein. Im Maschinenbau mit seinen teilweise starken dynamischen Beanspruchungen und im Bau von Schiffen, deren Teile bei starkem Seegang häufigen Wechselbeanspruchungen ausgesetzt sind, hatten sich die Schweißverbindungen bewährt. Weshalb sollte es nicht möglich sein, auch Straßen- und Eisenbahnbrücken mit Sicherheit zu schweißen?

Bei Stahlhochbauten bestand hier kein Zweifel. Man fing deshalb vor zehn Jahren ohne Bedenken an, Stahlhochbauten in größerem Um-

fange zu schweißen. Im Brückenbau ging man erst nach eingehenden Vorversuchen und theoretischen Überlegungen an das Schweißen heran. Anfang 1930 wurde die erste ganz geschweißte Eisenbahnbrücke hergestellt<sup>2)</sup>. Es ist ein eingleisiger Überbau mit Vollwandträgern von 10 m Stützweite. Der Längsschnitt in Abb. 4 und der Querschnitt in Abb. 5

<sup>2)</sup> Bautechn. 1930, Heft 22, S. 323 u. f., „Die erste geschweißte Eisenbahnbrücke für Vollbahnbetrieb“.

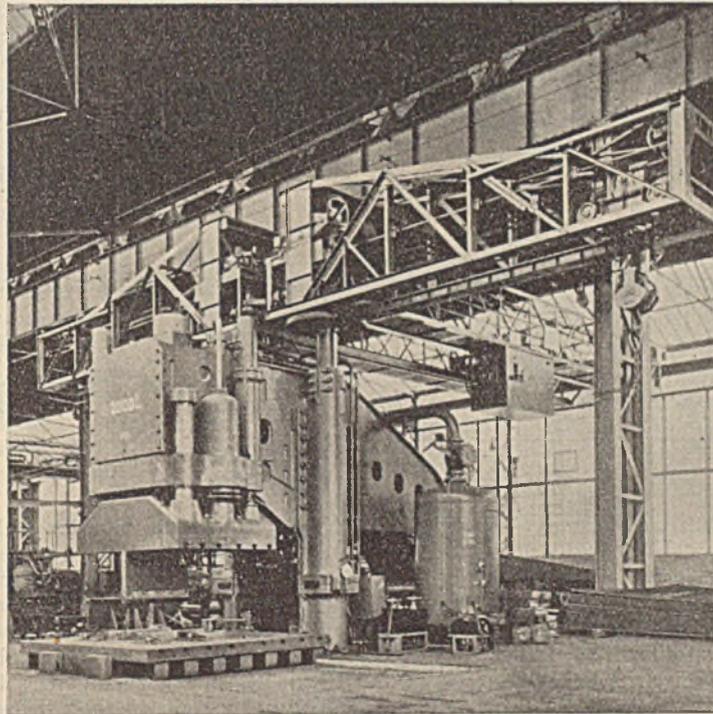


Abb. 1. Geschweißte 2000-t-Schiffbaupresse.

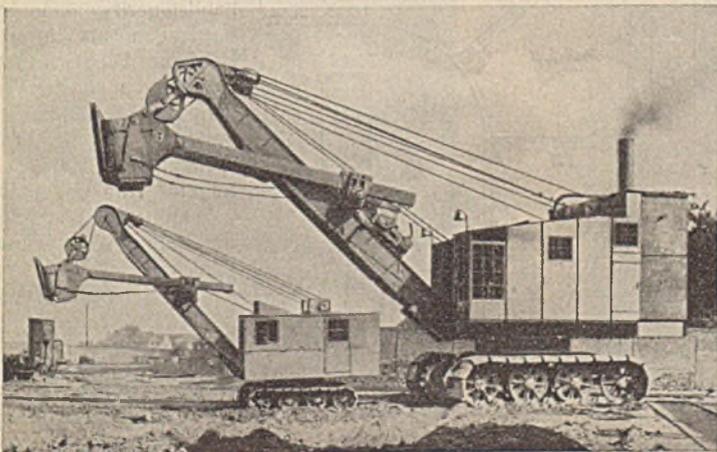


Abb. 2. Geschweißte Bagger.

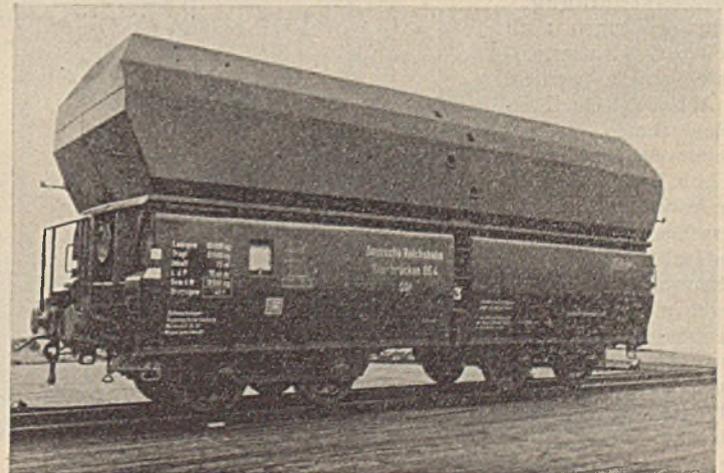


Abb. 3. Geschweißter Großgüterwagen.

<sup>1)</sup> Beide Maschinen sind von der Demag-Duisburg hergestellt worden. Die Abbildungen sind Wiedergaben von Demag-Lichtbildern.



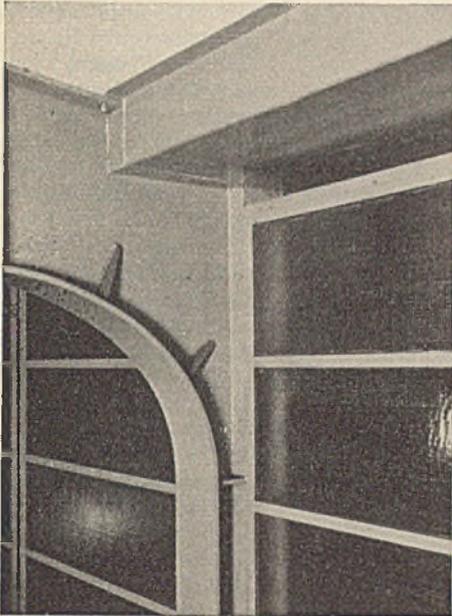


Abb. 11. Einzelheiten einer Ecke der Halle in Abb. 10.

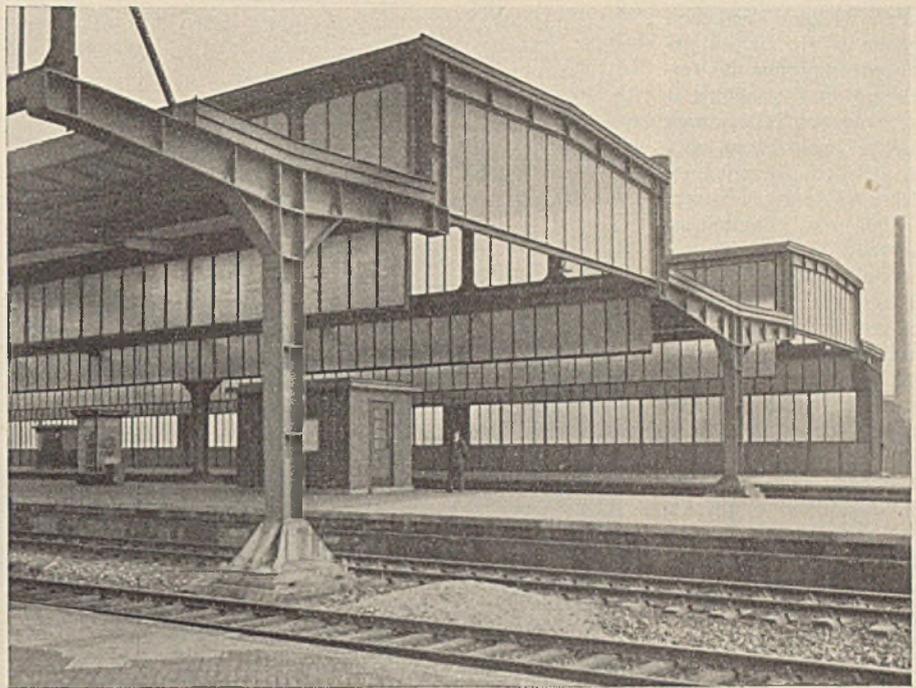


Abb. 8. Geschweißter Binder der Bahnhofshallen in Düsseldorf.

den Nähten, z. B. in den Verbindungsnähten zwischen Steg und Gurtungen, geben nicht den geringsten Anlaß zu Bedenken, wenn die Nähte einwandfrei geschweißt sind. Das haben die umfangreichen Erfahrungen und die eingehenden Dauerbiegeversuche gezeigt. Noch in der letzten Zeit im Staatlichen Materialprüfungsamt Dahlem durchgeführte Dauerbiegeversuche haben erwiesen, daß die Dauerbiegefestigkeit von geschweißten Trägern mindestens so hoch wie von genieteten Trägern ist, daß also die höheren Schrumpfspannungen in den Nähten ungefährlich sind. Diese Tatsache wird ihren Grund darin haben, daß die hochbeanspruchten Nähte von weniger hochbeanspruchtem Baustoff umgeben sind.

Gegen geschweißte Träger der oben beschriebenen Bauart (Abb. 4 u. 5) läßt sich also nichts einwenden, wenn man bei ihrer baulichen Durchbildung die Bauregeln beachtet, die sich aus den Dauerfestigkeitsversuchen des Kuratoriums im Fachausschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure<sup>3)</sup>

<sup>3)</sup> Bericht des Kuratoriums für Dauerfestigkeitsversuche im Fachausschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure. 1935, VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin NW 7.



Abb. 9. Blick in die geschweißten Bahnhofshallen in Düsseldorf.

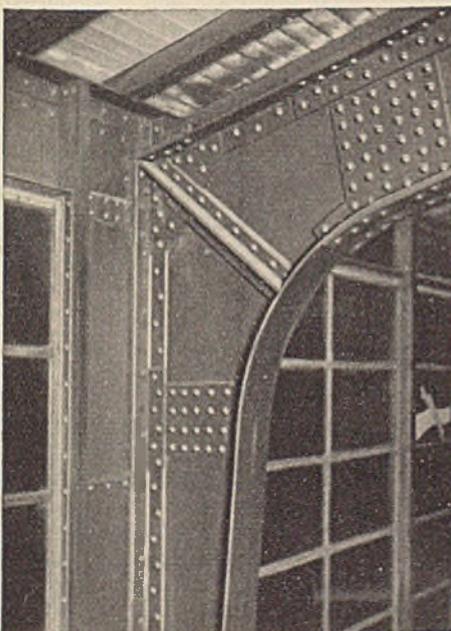


Abb. 12. Ecke eines Binders der Bahnsteighalle des Bahnhofes Westkreuz in Berlin.



Abb. 10. Geschweißte Stadtbahnsteighalle des Bahnhofes Zoologischer Garten in Berlin.

und aus anderen Versuchen ergeben haben. Hierhin gehört unter anderem die Vermeidung von Quernähten in den gezogenen Teilen durch bauliche Maßnahmen oder die tadellose Bearbeitung solcher Nähte durch Fräsen, so daß ein allmählicher Übergang in den Mutterwerkstoff ohne jede Kerbwirkung erzielt wird. In welcher Reihenfolge man beim Schweißen der Träger vorgehen soll, ob man die Stegbleche zuerst mit den Aussteifungen und dann mit den Gurtungen oder umgekehrt verschweißen soll, darüber sind die Ansichten noch geteilt. Die Reihenfolge spielt hierbei keine ausschlaggebende Rolle. Beim Einschweißen der Fahrbahn muß man aber so vorgehen, daß die Schrumpfspannungen in den Anschlüssen der Fahrbahnträger so klein wie möglich werden.

Zunächst wird nur ein Querträger mit den Hauptträgern verschweißt, dann werden mit ihm die benachbarten Längsträger und darauf mit diesen die anschließenden Querträger verschweißt, die dann mit den Hauptträgern verschweißt werden, und so weiter. Beim Einschweißen der Querträger müssen die Hauptträger durch Spannvorrichtungen herangezogen werden. Auf diese Weise werden den Fahrbahnträgern und ihren Anschlüssen Schrumpfspannungen ferngehalten, die aus dem Schweißen der Anschlüsse entstehen könnten.

Bei weiter gestützten Vollwandträgern müssen Stegblechstöße angeordnet werden, wenn man auch Stöße in den Gurtplatten vermeiden kann. Solche Stegblechstöße werden natürlich in der Werkstatt hergestellt. Zunächst werden die Stegblechteile zusammengeschweißt und dann wird das Stegblech mit den Aussteifungen und den Gurtungen verbunden. Die Nähte der Stegblechstöße, die heute allgemein als reine Stumpfstöße ausgeführt werden, müssen vor dem Verschweißen der Stegbleche mit den Gurtungen geröntgt werden. Nahtteile mit Wurzelfehlern, Poren und Schlackeneinschlüssen müssen ausgekreuzt und neu geschweißt werden. Die Übergänge von den Nähten zum Stegblech müssen gefräst werden, um Kerben zu beseitigen. Gegen die Verwendung von Trägern mit stumpf geschweißten fehlerfreien Stegblechstößen, auch im Brückenbau, bestehen keinerlei Bedenken.

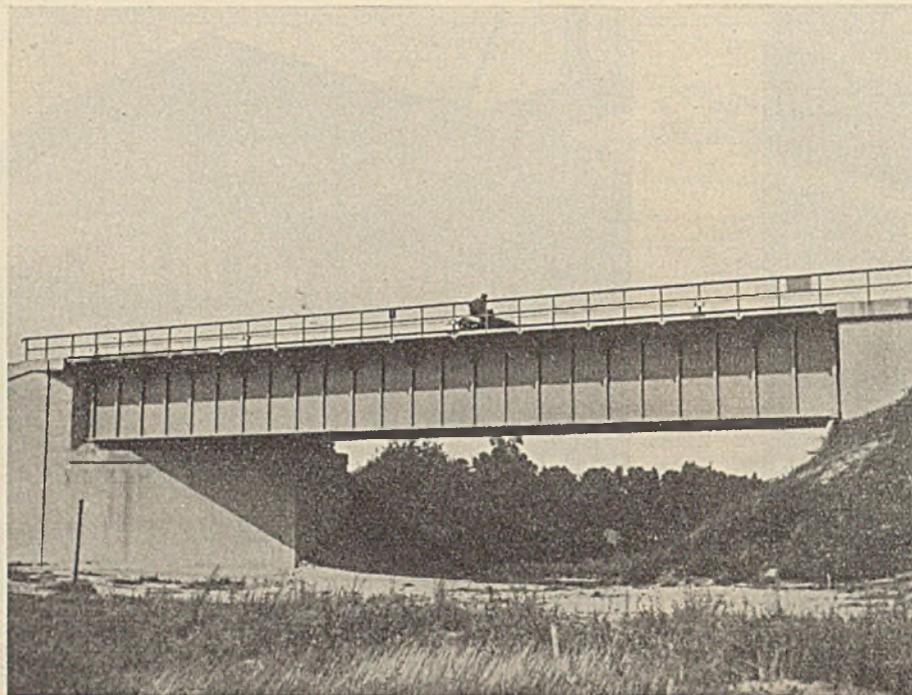


Abb. 13. Geschweißte Eisenbahnbrücke.

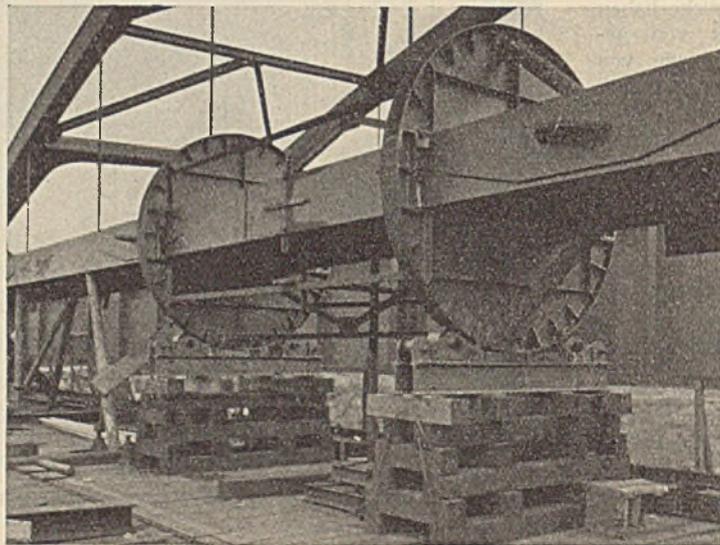


Abb. 14. In eine Drehvorrichtung auf der Baustelle eingespannter, zu verschweißender Träger.

Sehr geübte Schweißer können stehende Nähte und Überkopfnähte ebenso gut schweißen wie Nähte in der waagerechten Lage. Da man aber nicht immer mit hervorragenden Schweißern rechnen kann, und da sich Nähte in der sogenannten „Wannenlage“ am leichtesten schweißen lassen, so empfiehlt es sich oft, in der Werkstatt und auch auf der Baustelle die zu schweißenden Träger in eine Drehvorrichtung einzuspannen und durch diese die Träger in solche Lage zu bringen, daß sich die Nähte in der Wannenlage ziehen lassen.

Abb. 14 stellt eine Drehvorrichtung auf einer Baustelle mit einem eingespannten Träger in waagerechter Lage dar.

Über die einwandfreie Schweißbarkeit des Baustahls St 37 bestehen keine Zweifel. Auch der Baustahl St 52 läßt sich gut und sicher verschweißen, wenn man durch richtige Wahl der Legierungen dafür sorgt, daß er beim Erkalten nach dem Schweißen, das wie eine Art Abschreckung wirkt, nicht zu spröde wird und unter der Einwirkung der Schrumpfspannungen reißt.

Nach den vorliegenden umfangreichen Erfahrungen und Versuchsergebnissen läßt sich wohl sagen, daß sich das Schweißverfahren trotz einzelner Schäden und Rückschläge, die bei keinem neuen Verfahren ausbleiben, im Ingenieurhochbau und im Brückenbau durchsetzen wird.

Alle Rechte vorbehalten

## Die Berücksichtigung der Dauerbeanspruchung bei der Berechnung und Durchbildung geschweißter Straßenbrücken.

Von Regierungsbaurat H. Casper, Berlin.

Aus zahlreichen Veröffentlichungen<sup>1)</sup> ist bekannt, daß bei schwelloser oder wechselnder Beanspruchung die Bruchfestigkeit der Baustähle gegen-

<sup>1)</sup> Vgl. u. a. Bautechn. 1934, Heft 2, S. 25, Kommerell:  $\gamma$ -Verfahren zur Berücksichtigung wechselnder und schwelloser Spannungen bei dynamisch beanspruchten Stahlbauwerken; Bautechn. 1935, Heft 32, S. 427, Kommerell: Neue Bestimmungen und Bauregeln für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken; Stahlbau 1935, Heft 21, S. 164, Graf: Dauerversuche mit großen Schweißverbindungen bei oftmaligem Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung sowie bei oftmaliger Zugbelastung; ebenda, Heft 20, S. 153, Kommerell: Neue Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken.

über ruhender Beanspruchung abnimmt und daß die Schwingungswerte, d. h. der Unterschied zwischen Größt- und Kleinstspannung hierbei wesentlich ist. Bei Baustahl St 52 ist der Abfall stärker als bei Baustahl St 37; bei geschweißten Bauteilen, bei denen durch das Schweißen unter Umständen Gefügeänderungen in der Nähe der Naht und Kerben im Mutterwerkstoff hervorgerufen werden, ist die Gefahr der Zerstörung durch oftmals wiederholtes Auftreten der höchstzulässigen Spannungen größer als bei genieteten Bauteilen. Die 1935 erschienenen „Vorläufigen Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken“ tragen der Verminderung der Widerstandsfähigkeit des Werkstoffs selbst durch die Dauerbeanspruchung dadurch Rechnung, daß die größten rechnerischen

Momente mit einem Beiwert  $\gamma$  zu multiplizieren sind, der von dem Verhältnis  $\frac{\min M}{\max M}$  abhängt und auf Grund von Versuchen festgelegt wurde. Das gleiche Verfahren ist für gelenkete Eisenbahnbrücken durch die „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) 1936“ vorgeschrieben. Die unterschiedliche Dauerfestigkeit der verschiedenen Schweißnahtverbindungen wird durch einen Beiwert  $\alpha$  berücksichtigt, der gleichfalls auf Grund von Versuchen festgelegt wurde und von dem Verhältnis  $\frac{\min M}{\max M}$  abhängt. Für die Ermittlung der Schubspannung ist sinngemäß das gleiche Verfahren anzuwenden.

Es war nun zu untersuchen, ob es erforderlich ist, für die Berechnung von geschweißten Straßenbrücken gleichfalls dieses die Berechnung doch ziemlich erschwerende Verfahren vorzuschreiben. Die Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken DIN 1073 verlangen eine Abminderung der zulässigen Spannungen, die dem  $\gamma$ -Verfahren der Reichsbahnvorschriften entspricht, für gelenkete Brücken nur für die Anschlüsse von Wechselstäben in Fachwerken, weil durch das verhältnismäßig große Eigengewicht der Straßenbrücken die Schwingungswerte geringer ist als bei Eisenbahnbrücken und weil die rechnerischen Größtspannungen bei Straßenbrücken viel seltener auftreten als bei Eisenbahnbrücken. Da bei geschweißten Brücken jedoch die Reichsbahnvorschriften eine viel weitergehende Abminderung der zulässigen Spannungen vorschreiben als bei gelenketen, muß untersucht werden, ob die Beanspruchungen, die auf Straßenbrücken durch Fahrzeuge entstehen, die als Dauerlast anzusprechen sind, nicht größer werden als nach den Versuchen, die den Spannungswerten der Reichsbahnvorschriften zugrunde liegen, zugelassen werden können. Da für das Schweißen vorläufig wohl nur vollwandige Tragwerke in Frage kommen, braucht sich die Untersuchung nicht auf Fachwerke zu erstrecken.

Der Hauptunterschied in der Auswirkung der Verkehrslasten zwischen Eisenbahn- und Straßenbrücken besteht darin, daß bei ersteren durch die Schlenen die Angriffspunkte der Kräfte genau festgelegt sind, daß die Größe der Einzelkräfte und ihr Abstand, so wie sie in den verschiedenen Lastenzügen der Reichsbahnvorschriften festgelegt sind, den tatsächlich häufig verkehrenden Zügen entsprechen, während man Straßenbrücken so berechnen muß, daß die denkbar ungünstigsten Lastzusammenstellungen mit denkbar ungünstigsten Angriffspunkten keine Überbeanspruchung hervorrufen, wobei man genau weiß, daß die errechneten Höchstspannungen vielleicht nie, auf jeden Fall aber nur höchst selten auftreten. Für diesen nur selten auftretenden Belastungsfall können die zulässigen Größtspannungen wie bei einem durch ruhende Last belasteten Bauwerk — natürlich unter Berücksichtigung der Stoßziffer — festgesetzt werden. Für Lastgruppen und Laststellungen, die aber auch bei Straßenbrücken häufig auftreten können, muß darüber hinaus verlangt werden, daß die nach den Reichsbahnvorschriften für Dauerbelastung zulässigen Größtwerte nicht überschritten werden.

Als häufig auf Straßenbrücken verkehrende Fahrzeuge sind alle die anzusehen, die nach der Reichsstraßenverkehrsordnung vom 28. Mai 1934<sup>2)</sup> zum Verkehr auf öffentlichen Straßen ohne besondere Erlaubnis zugelassen sind. Wie aus früheren Veröffentlichungen<sup>3)</sup> bekannt, sind die Raddrucke und Achsabstände dieser Fahrzeuge mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit der zahlreichen und wertvollen vorhandenen Straßenbrücken so festgelegt worden, daß die in der Verordnung zugelassenen Fahrzeuge die Straßenbrücken nicht wesentlich ungünstiger beanspruchen als der 12-t-Lastkraftwagen der Klasse I DIN 1072. Es sind daher in der nachfolgenden Untersuchung als Dauerlasten Lastgruppen mit 12-t-Lastkraftwagen den Lastgruppen mit der 24-t-Dampfwalze und 12-t-Lastkraftwagen gemäß DIN 1072 gegenübergestellt worden. Untersucht wurde die Einwirkung der Radlasten von Dampfwalzen und Lastkraftwagen auf die Längsträger bei einem Längsträgerabstand von 1,0 bis 1,6 m und die größten Biegemomente infolge Verkehrslast bei Querträgern von ein- bis vierspurigen Brücken bis zu 10 m Querträgerabstand.

a) Längsträger.

Nach Abb. 1 wurde unter Vernachlässigung der lastverteilenden Wirkung der Fahrbahndecke angenommen, daß sich die Last des Vorderwades der Dampfwalze auf 1,0 m, des Hinterrades auf 0,5 m Breite gleichmäßig verteilt, während für die Lastkraftwagen die ungünstigere Annahme gemacht wurde, daß die Radlast ganz durch einen Längsträger aufzunehmen ist.

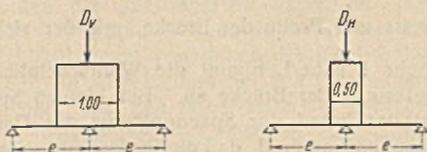
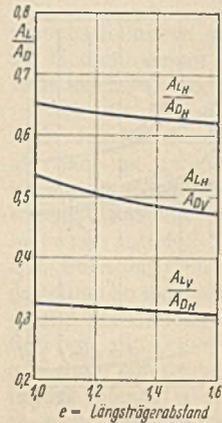


Abb. 1.



Verhältnis des Einflusses der einzelnen Radlasten der 24-t-Dampfwalze und des 12-t-Lastkraftwagens auf die Längsträger.

Abb. 2.

Ist  $D_V = 10,0 \text{ t} = \text{Vorderrad Dampfwalze}$   
 $D_H = 7,0 \text{ t} = \text{Hinterrad Dampfwalze}$   
 $L_V = 2,0 \text{ t} = \text{Vorderrad Lastwagen}$   
 $L_H = 4,0 \text{ t} = \text{Hinterrad Lastwagen}$   
 $e = \text{Abstand der Längsträger}$   
 und  $A = \text{die ungünstigste Beanspruchung des Längsträgers durch die entsprechende Last,}$

so ist  $A_{DV} = \frac{10,0(e - 0,25)}{e}$   
 $A_{DH} = \frac{7,0(e - 0,125)}{e}$   
 $A_{LV} = 2,0, A_{LH} = 4,0.$

Das aus diesen Formeln sich ergebende Verhältnis der Einflüsse der Vorderrad- und Hinterradlasten von Dampfwalzen und Lastkraftwagen ist in Abb. 2 für Längsträgerabstände von 1,0 bis 1,6 m aufgetragen. Bei einem praktisch wohl kaum vorkommenden Längsträgerabstand von 1,0 m ist der Einfluß der Hinterradlast des Lastkraftwagens nur das 0,535fache des Einflusses des Vorderrades der Dampfwalze; dabei ist das Verhältnis der etwaigen zweiten Einzellasten auf dem Längsträger nur 0,326. Werden die Fahrzeuge in gleicher Fahrtrichtung aufgestellt, so ist das Verhältnis des Einflusses der Hinterräder 0,652, doch wird das Verhältnis des Einflusses der Vorderradlasten mit 0,266 so klein, daß das mögliche Verhältnis der Momente bei Längsträgern mit größerer Spannweite kleiner wird als das ungünstigste Verhältnis 0,535 bei kurzen Längsträgern, bei denen nur die schwersten Einzellasten in einem Felde stehen. Mit zunehmendem Längsträgerabstand werden die Verhältnisse des Einflusses der Radlasten der Dampfwalze und des Lastkraftwagens noch günstiger. Es genügt demnach, die Längsträger für die ruhend wirkende Belastung durch die Dampfwalze zu berechnen, damit sie auch mit Sicherheit der Dauerlast der häufig verkehrenden Lastkraftwagen standhalten.

b) Querträger.

Untersucht wurden die Größtmomente der in Abb. 3 dargestellten Querträger, und zwar für eine einspurige Brücke nach DIN 1071 Norm I mit unter der Fahrbahn liegenden Hauptträgern, für eine zweispurige Brücke nach Norm VIa mit 0,5 m breiten Hauptträgern, für eine dreispurige Brücke nach Norm VIII gleichfalls mit 0,5 m breiten Hauptträgern

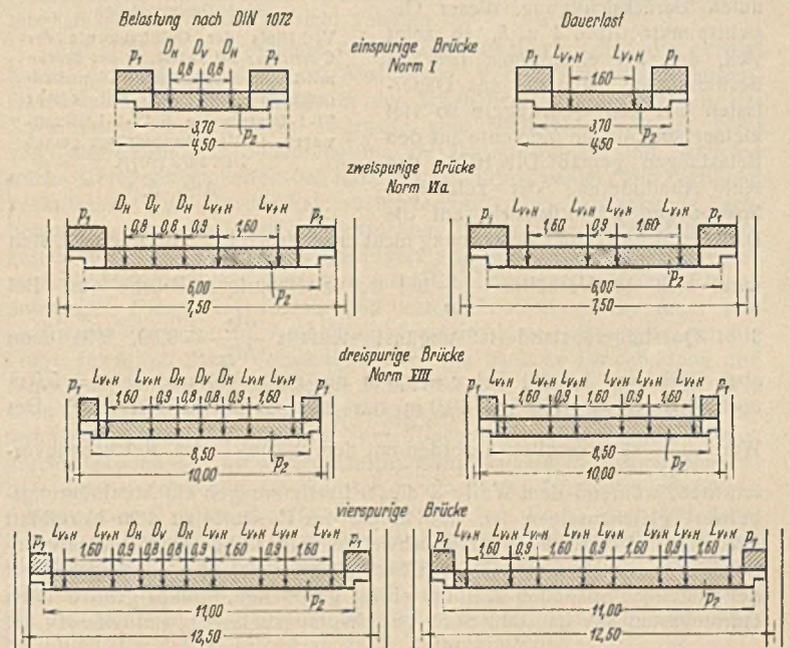


Abb. 3.

und für eine entsprechende vierspurige Brücke. Ermittelt wurde für Brücken bis 10 m Querträgerabstand einmal das Größtmoment bei Belastung mit je einem Fahrzeug für jede Spur und zweitens unter Berücksichtigung der Belastung der übrigen Brückenteile mit Menschengedränge gemäß DIN 1072. Dabei wurden zur Vereinfachung der Berechnung auch bei den zwei- und vierspurigen Brücken, bei denen das Größtmoment aus den Einzellasten nicht genau in Querträgermitte liegt, dieses Moment und das Größtmoment aus der gleichmäßig verteilten Verkehrslast addiert. Als Ergebnis dieser Untersuchung sind in Abb. 4 u. 5 die Verhältnisse der Größtmomente bei Belastung mit Lastkraftwagen

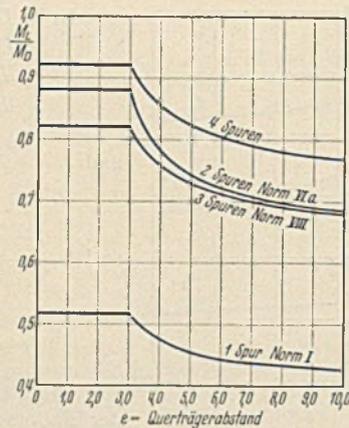
<sup>2)</sup> Reichsgesetzblatt, Teil I 1934, S. 455.

<sup>3)</sup> Verkehrstechnik 1934, Heft 18, B. Wedler: Die Reichsstraßenverkehrsordnung und die Belastungsannahmen für Straßenbrücken und Garagen.

(Dauerlast) und bei Belastung mit Dampfwalze und Lastkraftwagen gemäß DIN 1072 (ruhend wirkende ungünstigste Größtlast) abhängig von dem Querträgerabstände aufgetragen. Bei Berücksichtigung der Fahrzeuge allein (Abb. 4) bleibt das Verhältnis der Momente bis zu einem Querträgerabstand von 3 m (Abstand der Achsen der Fahrzeuge) gleich und fällt dann parabelförmig mit zunehmendem Querträgerabstände ab. Die Kurven, die auch den Einfluß der gleichmäßig verteilten Verkehrslast berücksichtigen (Abb. 5), steigen bis zu einem Querträgerabstand von 1,5 m (Überstand des Fahrzeugs über die Achsen) nur wenig an; von 1,5 bis 3 m (Abstand der Achsen) ist der Anstieg etwas steiler, dann fallen die Kurven parabelförmig bis 4,5 m (Abstand der auf dem Querträger stehenden Achse von dem entgegengesetzten Ende des Fahrzeugs), steigen wieder wenig bis 6 m (Gesamtlänge des Fahrzeugs); mit größerem Querträgerabstand wird wegen der Zunahme der für beide Belastungsarten gleich großen Belastung durch Menschengedränge das Verhältnis mit zunehmendem Querträgerabstände wieder ungünstiger.

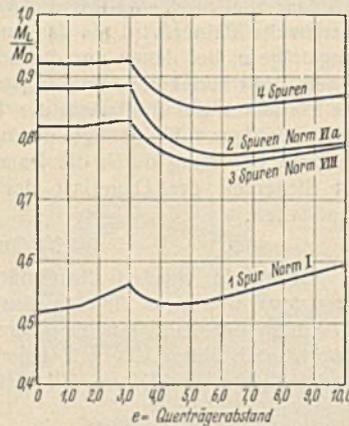
Das Menschengedränge ist als Ersatzlast für hintereinander fahrende Fahrzeuge zu betrachten und als solche als Dauerlast zu bewerten. Je größer jedoch der Querträgerabstand ist, um so unwahrscheinlicher ist natürlich das häufige Auftreten der rechnerischen Last, ebenso nimmt die Wahrscheinlichkeit, daß die Fahrzeuge in ungünstigster Laststellung nebeneinander die Brücke häufig belasten, mit zunehmender Breite der Fahrbahn ab. Betrachtet man unter Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte Abb. 4 u. 5, so zeigt sich, daß bei einspurigen Brücken bestimmt die Momente aus Dauerlasten bei den Querträgern so viel kleiner sind als die Momente aus den Belastungen gemäß DIN 1072, daß eine Abminderung der zulässigen Spannungen mit Rücksicht auf die Dauerbelastung in der Berechnung nicht erforderlich ist. Am ungünstigsten

wirkt sich das Verhältnis  $\frac{M_L}{M_D}$  bei der zweispurigen Brücke aus. Bei 3 m Querträgerabstand ist ungünstigstenfalls  $\frac{M_L}{M_D} = 0,89$ , fällt dann aber stark und beträgt bei  $e = 4,0$  m nur noch 0,81 und bei  $e = 5,0$  m noch 0,78, steigt bis  $e = 10,0$  m nur noch leicht an auf 0,79. Der Wert  $\frac{M_L}{M_D}$  kann verglichen werden mit dem Werte  $\frac{1}{\gamma}$  der Reichsbahnvorschriften, während dem Werte  $\alpha$  dieser Bestimmungen ein Abminderungsbeiwert gleichzusetzen ist, der in § 5 des Entwurfs zu dem Normblatt DIN 4101 „Vorschriften für geschweißte vollwandige stählerne Straßenbrücken“<sup>4)</sup> enthalten ist. Danach betrüge zwar der Abminderungsbeiwert der zulässigen Spannung z. B. bei einem gezogenen, stumpf geschweißten Gurtungsstoß aus Baustahl St 52 bei Ursprungsbelastung ( $\min M = 0$ ) bei einem Querträgerabstand  $e = 3,0$  m nach DIN E 4101  $\frac{\alpha}{\gamma} = 0,8 \cdot 0,89 = 0,71$  gegenüber  $\frac{\alpha}{\gamma} = \frac{0,71}{1,235} = 0,58$  nach Reichsbahnvorschrift; dabei muß man aber berücksichtigen, daß  $\min M = 0$  oder gar Wechselbeanspruchung bei Querträgern der betrachteten Art nicht vorkommt, daß vielmehr infolge des Eigengewichts immer eine verhältnismäßig große Grundspannung vorhanden ist. Nimmt man  $\frac{\min M}{\max M} = 0,25$  an, ein Wert, der bei Straßenbrücken nicht zu hoch gegriffen ist, so wäre nach Reichsbahnvorschrift  $\frac{\alpha}{\gamma} = 0,765$ , also schon größer als nach DIN E 4101. Ähnlich



Verhältnis der Größtmomente der Querträger bei Belastung der Brücke mit 12-t-Lastkraftwagen ( $M_L$ ) und mit einer 24-t-Dampfwalze und 12-t-Lastkraftwagen ( $M_D$ ).

Abb. 4.



Verhältnis der Größtmomente der Querträger bei Belastung der Brücke mit 12-t-Lastkraftwagen + Menschengedränge ( $M_L$ ) und mit einer 24-t-Dampfwalze + 12-t-Lastkraftwagen + Menschengedränge gemäß DIN 1072 ( $M_D$ ).

Abb. 5.

läßt sich auch für andere Schweißverbindungen nachweisen, daß auch bei dem Querträger der zweispurigen Brücke die zulässigen Dauerbeanspruchungen nicht überschritten werden, wenn der Träger statisch nach den Belastungsvorschriften von DIN 1072 berechnet wird.

Bei der dreispurigen Brücke nach Norm VIII ist das Verhältnis  $\frac{M_L}{M_D}$  günstiger als bei der zweispurigen Brücke. Ein besonderer Nachweis, daß von einer Verminderung der zulässigen Spannungen mit Rücksicht auf die Dauerbelastung abgesehen werden kann, erübrigt sich daher.

Die vierspurige Brücke zeigt ein ungünstigeres Verhältnis von  $\frac{M_L}{M_D}$  als die zweispurige Brücke, wobei man aber berücksichtigen muß, daß die Vollbelastung einer vierspurigen Brücke mit Lastkraftwagen und Menschengedränge in ungünstigster Stellung schon kaum mehr als Dauerbelastungsfall angesehen werden kann. Immerhin ergibt sich aber entsprechend dem oben für die zweispurige Brücke dargelegten Beispiel für den gezogenen Gurtstumpfstoß aus Baustahl St 52 nach DIN E 4101  $\frac{\alpha}{\gamma} = 0,8 \cdot 0,925 = 0,74$  gegenüber 0,765 nach Reichsbahnvorschrift. Also selbst bei der vierspurigen Brücke, bei der die Belastung der ganzen Fahrbahn mit Lastkraftwagen und Menschengedränge als Dauerlast angenommen wird, genügt die Belastungsannahme nach DIN 1072, um die für Dauerbelastung notwendige Spannungsverminderung zu decken. Bei noch größerer Anzahl von Spurbreiten der Brücke ist die Wahrscheinlichkeit, daß diese ungünstige Belastung häufig auftreten kann, so gering, daß eine entsprechende Untersuchung hierfür nicht durchgeführt wurde.

Die obige Betrachtung umfaßt Querträger normaler Ausführung, die als Balken auf zwei Stützen berechnet werden und bei denen mit Ausnahme der zu berücksichtigenden Einspannmomente an den Auflagern keine negativen Momente und infolgedessen auch keine Wechselbeanspruchungen auftreten können. Bei Brücken mit mehreren Hauptträgern, die durch Querträger starr verbunden, als Trägerrost berechnet werden, können jedoch Wechselbeanspruchungen in den Querträgern auftreten, für die der Wert  $\frac{\alpha}{\gamma}$  nach den Reichsbahnvorschriften besonders klein ist.

Bei solchen Brücken liegen aber die Hauptträger so dicht, daß höchstens ein Fahrstreifen zwischen zwei Hauptträgern liegt. Für Querträger, die Wechselbeanspruchungen aufnehmen müssen, kommt daher ungünstigstenfalls ein Verhältnis  $\frac{M_L}{M_D}$  der einspurigen Brücke in Betracht. Nimmt man nun an, daß infolge der Kontinuität der Querträger ein Verhältnis  $\frac{\min M}{\max M} = -0,5$  auftreten kann, so wäre entsprechend dem oben gezeigten

Beispiel nach Reichsbahnvorschrift  $\frac{\alpha}{\gamma} = \frac{0,755}{1,59} = 0,48$ , nach DIN E 4101 für 3 m Querträgerabstand  $\frac{\alpha}{\gamma} = 0,8 \cdot 0,56 = 0,45$ ; für 10 m Querträgerabstand würde der Wert  $\frac{\alpha}{\gamma} = 0,8 \cdot 0,60 = 0,48$  gerade erreicht. Auch für derartige Fahrbahnkonstruktionen ist die besondere Berücksichtigung der Dauerbelastung in der Berechnung nicht erforderlich.

### c) Hauptträger.

Für die Hauptträger von Straßenbrücken ist wegen der Mannigfaltigkeit der Spannweiten und Ausführungsarten eine rechnerische Nachprüfung wie oben für die einzelnen Teile der Fahrbahntafel nicht durchgeführt worden. In folgendem seien nur kurz die Gründe erörtert, die auch für die Hauptträger den rechnerischen Nachweis der Spannungen, die unter Einwirkung der Dauerlast auftreten können, überflüssig erscheinen lassen. Die Größtspannungen, die bei Belastung der Brücke mit einer Lastkraftwagen-Gruppe und Menschengedränge auf dem ganzen übrigen Teil der Fahrbahn auftreten können, sind, besonders bei weitgespannten Brücken, nicht wesentlich kleiner, als wenn gemäß DIN 1072 anstelle eines Lastkraftwagens eine Dampfwalze tritt. Die Wahrscheinlichkeit, daß dieser Belastungsfall aber häufig vorkommt, ist nicht gegeben, er kann nicht mehr als Dauerbelastung angesehen werden. Mit zunehmender Spannweite und Breite der Brücke, mit der sich das Verhältnis  $\frac{M_L}{M_D}$  immer mehr 1 nähert, nimmt die Wahrscheinlichkeit des Auftretens der Vollbelastung der Brücke ab. Bei kleinen Spannweiten und geringer Breite ist der Anteil der Spannung aus der Dampfwalzenlast an der Gesamtspannung so groß, daß die für Dauerbeanspruchung zulässigen Spannungen mit Sicherheit nicht überschritten werden. Außerdem sind im allgemeinen bei den Hauptträgern, besonders bei weitgespannten Brücken, die Grundspannungen aus dem Eigengewicht so groß, daß der Einfluß der Verkehrslast verhältnismäßig gering ist. Bei Balken auf zwei Stützen werden die Grundspannungen so groß sein, daß auch nach den Reichsbahnvorschriften  $\gamma = 1$  ist und die  $\alpha$ -Werte nicht ungünstiger sind als die in DIN E 4101

<sup>4)</sup> Bauing. 1936, Heft 23/24.

§ 5 angegebenen Werte für die Abminderung der zulässigen Spannungen. Bei anderen Trägersystemen können an einzelnen Punkten zwar die Grundspannungen aus dem Eigengewicht so klein sein, daß durch die Verkehrslast Wechsellastspannungen erzeugt werden (z. B. beim Durchlaufträger in der Nähe der Momentenfestpunkte). Eine geringfügige Veränderung der Laststellung verursacht aber bei solchen Tragwerken schon eine bedeutende Veränderung der Spannung, so daß man ohne weiteres annehmen kann, daß die der Berechnung der Größtspannung zugrunde zu legende Laststellung oder solche, die annähernd gleiche Spannungen hervorrufen, nicht häufig auftreten. Hinzu kommt, daß an solchen Stellen im allgemeinen die Momente im Verhältnis zu den Größtmomenten im ganzen System klein sind und ohnehin der aus konstruktiven Gründen vorhandene Querschnitt nicht voll ausgenutzt werden kann.

Für Straßenbrücken ist es demnach im allgemeinen nicht erforderlich, in der Berechnung die Dauerfestigkeit besonders zu berücksichtigen, wie es auch in der Fußnote 1 zur Vorbemerkung von DIN E 4101 ausgeführt ist; es genügt vielmehr für die Belastung nach DIN 1072, mit den für geneigte Brücken zulässigen Spannungen zu rechnen, wobei für die Schweißnaht selbst Abminderungsbeiwerte je nach der Nahtart eingesetzt werden.

Für Straßenbrücken, auf denen auch Straßenbahnen verkehren, ist in DIN E 4101 vorgesehen, daß der zuständige Reichsbevollmächtigte für Bahnaufsicht entscheiden soll, inwieweit solche Brücken oder einzelne ihrer Teile nach den für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken gültigen Vorschriften zu berechnen sind. Straßenbahnen sind wie die Eisenbahnen an die Schienen gebunden. Ihre Raddrücke treten an genau festgelegten Stellen der Brückenkonstruktion auf, die Größe der Raddrücke, die Achsabstände und somit die Gruppierung der auftretenden Einzelasten stehen genau fest und werden in ihrer tatsächlichen Größe in die Berechnung eingesetzt. Die Fahrdichte ist meist größer als bei Eisenbahnen. Es steht außer allem Zweifel, daß die Straßenbahnen zu den Dauerlasten zu rechnen sind. Wenn daher beim Befahren von Straßenbrücken durch Straßenbahnen in einzelnen Bauteilen der Brücke wesentlich höhere Spannungen auftreten als beim Befahren mit Fahrzeugen, die nach der Reichsstraßenverkehrsordnung zum Verkehr auf öffentlichen Straßen ohne besondere Erlaubnis zugelassen sind, die, wie zu Anfang ausgeführt, in der Berechnung durch den 12-t-Lastkraftwagen ersetzt werden, so wird diese Dauerbelastung nicht mehr durch die statische Belastung mit der 24-t-Dampfwalze gedeckt, und die Bauteile müssen nach den Reichsbahnvorschriften berechnet und ausgebildet werden. Bei dem Entwurf einer Straßenbahnbrücke, über die Straßenbahnen fahren sollen, ist demgemäß zuerst festzustellen, ob die Achsdrücke und Achsabstände der über die Brücke zu leitenden Straßenbahnzüge die nach §§ 8 und 9 der Reichsstraßenverkehrsordnung zulässigen Werte nicht überschreiten. Die Bestimmung von § 8, 2 über die Flächenbelastung durch den größten Raddruck ist hierbei unerheblich, da durch den Schienenfuß und die Gleisunterbettung die erforderliche Lastverteilung erreicht wird. Bleiben die Achslasten und -abstände im Rahmen dieser Vorschriften, so kann die Brücke ohne besondere Berücksichtigung der Straßenbahnbelastung nach DIN E 4101 berechnet werden; sind sie größer, so muß im allgemeinen für die in Betracht kommenden Bauteile eine Vergleichsrechnung durchgeführt werden, wenn nicht von vornherein feststeht, daß die Reichsbahnvorschriften anzuwenden sind. Im allgemeinen werden die Fahrbahnträger unter den Straßenbahngleisen bei schweren Straßenbahnfahrzeugen immer nach den Reichsbahnvorschriften zu berechnen und durchzubilden sein. Die Momente in den Querträgern können bei verhältnismäßig schmalen Brücken beim Verkehr schwerer Straßenbahnen unter Umständen sogar größer werden als bei Belastung nach DIN 1072 mit Dampfwalze. Bei breiteren Brücken, bei denen beiderseits der Gleise noch mehrere Fahrspuren vorhanden sind, muß man beachten, daß die Wahrscheinlichkeit, daß das Brückenfeld neben den Straßenbahnzügen mit Lastkraftwagen und Menschengedränge in ungünstiger Stellung belastet ist, mit zunehmender Breite und zunehmendem Querträgerabstand abnimmt. Da die Straßenbahnen meist in der Mitte der Brücke fahren, ist ihr Einfluß auf das Gesamtmoment allerdings besonders groß, unter Umständen ergibt die Belastung mit Straßenbahn allein ein größeres Moment, als wenn die ganze Brückentafel mit Lastkraftwagen und Menschengedränge belastet ist. In der Regel werden die Querträger als Balken auf zwei Stützen berechnet. Für derartige Tragwerke weichen die Werte der zulässigen Spannungen nach DIN E 4101 kaum von denen der Reichsbahnvorschriften ab. Man wird daher im allgemeinen bei den Querträgern auch dann, wenn das Größtmoment aus den Dauerlasten — Straßenbahn + Lastkraftwagen + Menschengedränge — nahe an das Größtmoment bei Berechnung nach DIN 1072 herankommt, sich mit dem einfacheren Berechnungsverfahren nach DIN E 4101 begnügen können und nur die sorgfältigere Ausführung, Bearbeitung und Untersuchung der Nähte gemäß Reichsbahnvorschrift verlangen, wenn der Anteil des Moments aus den Straßenbahnlasten an dem Gesamtmoment besonders groß ist. Zweckmäßig wird man die Momente aus den verschiedenen Arten von Verkehrslasten einzeln für sich ermitteln, um aus dem Anteil von Zu-

sammenstellungen von Lastgruppen, die als Dauerlast auftreten können, am Gesamtmoment zu entscheiden, ob die Berechnung und Ausbildung nach Reichsbahnvorschrift erforderlich ist.

Ob die Hauptträger der durch Straßenbahnen befahrenen Brücken nach den Reichsbahnvorschriften zu bemessen sind, ist im allgemeinen nur dann zu untersuchen, wenn die Spannweite nicht wesentlich größer ist als ein Straßenbahnzug und wenn neben der Straßenbahn nur noch wenige Fahrzeuge aufgestellt werden können, d. h. wenn der Anteil des Moments aus den Straßenbahnlasten am Gesamtmoment bedeutend ist. Die Belastung mit hintereinander über die ganze Brückenlänge aufgestellten Straßenbahnzügen, ein Belastungsfall, der bei Verkehrsstockungen einmal vorkommen kann, ist nicht als Dauerbelastung zu werten. Bei Brücken mit seitlich der Fahrbahn liegenden Hauptträgern, bei denen neben der Straßenbahn noch mehrere Fahrspuren über die Brücke führen, ist das Moment aus der statisch wirkenden Vollbelastung im allgemeinen so groß, daß die Dauerlast der Straßenbahn das Bauwerk nicht gefährdet. Bei Brücken mit mehreren Hauptträgern unter der Fahrbahn können allerdings auch bei größeren Spannweiten die hauptsächlich durch die Straßenbahnen beanspruchten Hauptträger Dauerbeanspruchungen ausgesetzt sein, die die Anwendung der weitergehenden Vorschriften notwendig machen. Besonders bei durchlaufenden Trägern kann das mögliche Auftreten von Wechsellastspannungen die Berechnung und Ausbildung nach Reichsbahnvorschrift erfordern. Wo z. B. Straßenbahnzüge von rd. 40 m Gesamtlänge mit vierachsigen Triebwagen mit je 9 t Achslast und zwei vierachsigen Anhängern mit je 6 t Achslast<sup>5)</sup> verkehren, kommt man bei derartigen Tragwerken zu ganz beträchtlichen Spannweiten, bei denen auch die Hauptträger nach den Reichsbahnvorschriften zu berechnen sind.

Die Entscheidung, ob und welche Bauteile von Straßenbrücken, auf denen auch Straßenbahnen verkehren, nach den für geschweißte Eisenbahnbrücken gültigen Vorschriften zu berechnen und auszubilden sind, wird meist Vergleichsrechnungen notwendig machen. Erforderlich ist aber vor allem, daß die entscheidende Stelle je nach dem Brückensystem, der Fahrbahnbreite und Brückenlänge, den verschiedenen Möglichkeiten und der Wahrscheinlichkeit des häufigen Auftretens ungünstiger Lastgruppierungen ihre Entscheidung so fällt, daß bei den wirklich als Dauerbelastung anzusprechenden Belastungsfällen die entsprechende Abminderung der zulässigen Spannungen für den Dauerbelastungsfall entweder durch die ungünstigeren Lastannahmen der statisch wirkenden Lasten nach DIN 1072 oder durch Anwendung der Reichsbahnvorschriften gewährleistet ist. Wenn in dem Tragsystem nur schwellige Beanspruchungen auftreten können, wird man meist auf das umständlichere Rechenverfahren der Reichsbahnvorschriften verzichten können; da, wo Wechselbeanspruchung möglich ist, ist größere Vorsicht geboten.

Auf Grund der Ergebnisse der Dauerfestigkeitsversuche, die gezeigt haben, daß die Sorgfalt in der Ausführung, Vermeidung von Schlackeneinschlüssen und groben Poren in der Schweißung und von Kerben in der Schweißnaht und an dem Übergang vom Mutterwerkstoff zur Naht von ganz besonderer Bedeutung für die Dauerfestigkeit sind, während solche Unregelmäßigkeiten bei ruhender Belastung weniger die Festigkeit beeinflussen, wurde in den Reichsbahnvorschriften eine weitgehende Nachbehandlung und eingehende Untersuchung der fertiggestellten Nähte vorgeschrieben und das Anschweißen von Aussteifungen und Anschlüssen an hochbeanspruchten Zuggliedern mit Nähten senkrecht zur Krafrichtung untersagt. Diese Maßnahmen sind unter Umständen sehr teuer und erschweren teilweise die Ausbildung der Anschlüsse. Es ergibt sich die Frage, inwieweit diese Vorschriften über die bauliche Durchbildung und Ausführung auch auf geschweißte Straßenbrücken anzuwenden sind. Wie oben dargelegt, decken die Spannungen aus der statisch wirkenden Belastung nach DIN 1072, für die die Straßenbrücken berechnet werden, durchweg noch die für Dauerbeanspruchung zulässigen Spannungen bei Belastungen, bei denen die Wahrscheinlichkeit des tatsächlich oftmaligen Auftretens weit unter der für Eisenbahnbrücken liegt. Man war daher bei der Aufstellung der Vorschriften über die bauliche Durchbildung und die Ausführung der Schweißverbindungen in DIN E 4101 bemüht, im Interesse der Wirtschaftlichkeit der Ausführung geschweißter Straßenbrücken die weitgehenden und teureren Bearbeitungsvorschriften der Reichsbahnbestimmungen soweit irgend zugänglich zu vereinfachen.

Die Maßnahmen, die die Dauerfestigkeit ganz besonders erhöhen und mit verhältnismäßig geringem Kostenaufwande durchzuführen sind, werden auch für Straßenbrücken allgemein vorgeschrieben, dagegen wird die sorgfältige Nachbearbeitung und Untersuchung nur für die Nähte aus hochwertigem Material vorgeschrieben, bei denen für die Belastung nach DIN 1072 die zulässigen Spannungen annähernd voll ausgenutzt sind. Das Auskreuzen und Nachschweißen der Wurzel bei Stumpfnähten wird grundsätzlich da, wo möglich, verlangt. Kann es aus baulichen Gründen nicht ausgeführt werden, so sind die zulässigen Spannungen erheblich herab-

<sup>5)</sup> Straßenbahnzug, der der Berechnung der Köln-Mülheimer Hängebrücke zugrunde gelegt wurde. Vergl.: Straßenbrücke Köln-Mülheim. Berlin 1929, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.

zusetzen. Die bei Hochbauten zulässigen unterbrochenen Nähte und Schlitznähte dürfen bei Straßenbrücken ebensowenig wie bei Eisenbahnbrücken ausgeführt werden. Ein Nacharbeiten der Nahtoberflächen und der Übergänge vom Mutterwerkstoff zur Naht wird aber bei Bauteilen aus Baustahl St 37 nicht verlangt, weil bei diesem Werkstoff der Unterschied der zulässigen Spannungen bei ruhender und bei Dauerlast nicht so groß ist als bei Baustahl St 52. Ebenso dürfen an Zugglieder aus Baustahl St 37 Aussteifungen und Anschlüsse ohne weiteres angeschweißt werden. Diese Bestimmung stellt eine bedeutende Erleichterung gegenüber den Ausführungen nach Reichsbahnvorschrift, z. B. für die Anschlüsse der Querträger von Trogbrücken an den gezogenen Teil des Hauptträgers, dar. Bei Stumpfnähten in Bauteilen aus Baustahl St 52 wird das Bearbeiten der Übergänge von dem Mutterwerkstoff zur Schweißnaht nur dann vorgeschrieben, wenn die Spannung im Mutterwerkstoff bei Belastung gemäß DIN 1072 größer ist als  $1400 \text{ kg/cm}^2$ . Das sorgfältige Nacharbeiten von Stirnkehlnähten und beginnenden Flankenkehlnähten und des Übergangs dieser Nähte zum Mutterwerkstoff wird nur vorgeschrieben, soweit die Spannungen im Zugteil des Mutterwerkstoffs in der Nähe der Nähte größer als  $1700 \text{ kg/cm}^2$  werden können. Für den Anschluß der Aussteifungen an so hoch beanspruchte Trägereile ergibt sich somit die Möglichkeit, entweder die Aussteifungen ohne Anschweißen durch genaues Einpassen von Unterlagsplättchen an die Gurtungen anzuschließen oder unmittelbar anzuschweißen und den Nahtübergang zu bearbeiten, während nach den Reichsbahnvorschriften die letztere Möglichkeit nicht gegeben ist. Das Aufschweißen von Knotenblechen auf hochbeanspruchte Zugglieder, z. B. für den Anschluß des Windverbandes, ist nach Reichsbahnvorschrift nur dadurch zu ermöglichen, daß man durch Vergrößerung des Querschnitts die Spannung im Mutterwerkstoff herabsetzt, während bei Straßenbrücken die sorgfältige Bearbeitung des Nahtübergangs genügt. Der Anschluß der Querträger im Zugteil der Hauptträger ist auch bei Bauteilen aus Baustahl St 52 ohne weiteres im hochbeanspruchten Teil des Trägers möglich, wenn die Nähte bearbeitet werden, während durch die Bestimmung

der Reichsbahnvorschriften „Irgendwelche Bauteile, z. B. Aussteifungen oder Trägeranschlüsse, dürfen erst von da ab durch Kehlnähte an das Stegblech im Zugteil angeschlossen werden, wo die Biegespannung höchstens  $\sigma = \alpha \sigma_{zul}$  ist“, solche Anschlüsse nur schwierig herzustellen sind. Wegen der hohen Kosten, die die Röntgenuntersuchung der Schweißnähte verursacht, wurde von der Forderung der Reichsbahnvorschrift, alle Stumpfnähte 1. Güte alsbald nach ihrer Herstellung zu röntgen, insoweit abgewichen, als das Röntgen nur für die Nahtteile gefordert wird, in denen die größte rechnerische Spannung größer als 90% der für die jeweilige Nahtart zulässigen Spannung ist.

Die Berücksichtigung der Dauerbeanspruchung bei der Berechnung und Durchbildung geschweißter Straßenbrücken ist insofern schwieriger als bei Eisenbahnbrücken, als bei diesen die Lasten, die die größten Spannungen hervorrufen, gleichzeitig Dauerlasten sind, während bei Straßenbrücken im allgemeinen die Spannungen aus Dauerlasten nur einen Bruchteil der rechnerischen Größtspannungen betragen, wobei aber dieser Bruchteil je nach Bauart, Breite und Länge der Brücke sich stark ändert. Wenn schwere Straßenbahnzüge über die Brücke geführt werden sollen, können unter Umständen die Vorschriften für geschweißte vollwandige stählerne Straßenbrücken (DIN E 4101) nicht mehr als ausreichend angesehen werden. Diese Vorschriften geben eine größere Freiheit für das Entwerfen und das Ausbilden der einzelnen Bauteile, als es die Reichsbahnvorschriften, die die Rücksichtnahme auf die Dauerfestigkeit allem anderen voranstellen mußten, tun konnten; sie legen aber auch dem Entwerfenden die Verpflichtung auf, das Ziel seiner Arbeit nicht nur darin zu sehen, daß er unter Ausnutzung aller Möglichkeiten, die ihm die Vorschriften lassen, möglichst billig baue, sondern dem Sinne der Vorschriften entsprechend immer die mannigfaltigen Möglichkeiten der Lastgruppierungen bei Straßenbrücken vor Augen zu haben und in der Anordnung der Nähte, Stöße und Anschlüsse im ganzen Aufbau der Brücke zu beachten, daß es sich um ein Bauwerk handelt, das starkem Wechsel der Beanspruchung unterworfen ist, wenn auch die Beanspruchungen nur selten die höchstzulässigen Werte erreichen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Stahlbrücken mit Leichtfahrbahnen.

### Versteifte Tonnenbleche, Versuche und Ausführungen.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle und Fr. Leonhardt, Berlin.

1.

Bei den Wegüberführungen über die Autobahn hat man durch Vergleichsentwürfe und Kostenberechnungen versucht, die einfachsten und wirtschaftlichsten Lösungen zu finden. Im Regelfalle (tragfähiger Baugrund und ausreichende Bauhöhe) sind Zwei- und Vierfelderbrücken in Eisenbeton mit Öffnungsweiten von 14 bis 18 m hinsichtlich der Baukosten den stählernen Brücken überlegen. In Bergsenkungsgebieten, wo durchlaufende Tragwerke nicht gewählt werden dürfen und Zwischenstützen oft unerwünscht sind, werden vorzugsweise Stahlbrücken ausgeführt.

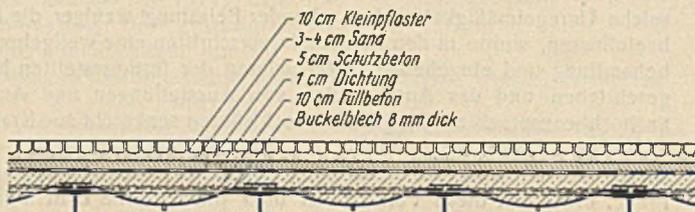


Abb. 1. Schwere Fahrbahn mit Buckelblechen.



Abb. 2. Leichtfahrbahn mit Buckelblechen.

Die bisher bekannten Fahrbahnplatten aus Buckel- und Tonnenblechen wurden durch Vergrößerung der Trägerabstände und flachere Mulden (bis zu einem Pflverhältnis 1/25) weiterentwickelt (vgl. Abb. 1 mit Abb. 2). Während bei den früheren Ausführungen die Mulde mit Beton ausgefüllt, darüber eine Dichtung aus Bitumengewebebahnen mit Schutzschicht, dann Kleinpflaster in einem Sandbett verlegt wurde, werden neuerdings unter Wegfall der Dichtungs- und Schutzschicht verschleißfeste und wasserundurchlässige Hartgußasphaltbeläge auf dem mit einem Drahtnetz verankerten Asphaltfüllbeton ausgeführt. Das Fahrbahngewicht konnte damit

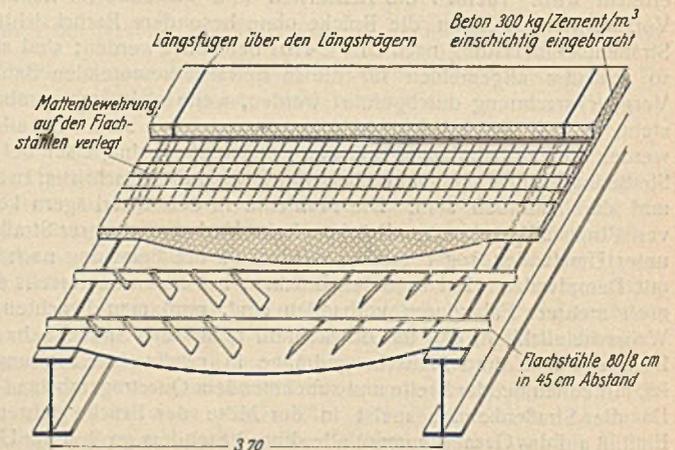


Abb. 3. Leichtfahrbahn mit aussteiften Tonnenblechen.

Ebenso sind bei unzuverlässigem Baugrunde stählerne Überbauten wegen des geringeren Eigengewichts und der kleineren Empfindlichkeit gegen Setzungen angezeigt. Weiterhin haben sich bei schiefen Kreuzungen und den dadurch bedingten größeren Stützweiten die schlanken Stahlkonstruktionen als vorteilhaft erwiesen. Mit Leichtfahrbahnen ist es gelungen, den Stahl auch für normale Überführungsbauwerke wettbewerbsfähig zu machen. Die leichte und dennoch widerstandsfähige stählerne Fahrbahnplatte mit dünner, wasserundurchlässiger Deck- und Verschleißschicht wirkt sich durch die Verringerung der Bauhöhe günstig auf die Gesamtkosten der Kreuzungsanlagen aus, indem Ersparnisse bei den Erdarbeiten für die Rampen eintreten<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> B. u. E. 1935, Heft 5, S. 69.

von rd.  $750 \text{ kg/m}^2$  auf rd.  $250 \text{ kg/m}^2$  herabgesetzt werden. Die Vergrößerung der Buckelblechabmessungen bis zu den durch das Lademaß gegebenen Abmessungen (bei Bahntransport  $3,5 \times 5 \text{ m}$ ) ermöglicht eine bessere Ausnutzung des Werkstoffes, Einsparungen an Niet- und Schweißarbeit und ergibt namentlich bei Großbrücken schöne, ruhige Untersichten.

Bei Tonnenblechen lag der Gedanke nahe, den Füllbeton statisch zur Mitwirkung heranzuziehen und so eine steif bewehrte schubfreie Verbunddecke zu schaffen. So entstanden die bereits früher<sup>2)</sup> erwähnten „versteiften Tonnenbleche“ (Abb. 3), die inzwischen versuchstechnisch geprüft und bei zahlreichen Bauausführungen erprobt worden sind. Bei Buckelblechen sind die Vorteile der Aussteifung geringer, weil man

<sup>2)</sup> Bautechn. 1934, Heft 37 bis 42.

ohnehin einen steifen Trägerrost zur Auflage der Buckelbleche braucht und das ausgefüllte Buckelblech bei den üblichen Größen bis zu  $3 \times 5$  m einer weiteren Aussteifung nicht bedarf. Über die Haftung des Füllstoffs und der Asphaltbeläge auf flach gespannten Buckelblechen, die unter Einzellasten auftretenden Verformungen und über die Mitwirkung der Buckelbleche als Obergurt des Fahrbahnträgerrostes sind Versuche eingeleitet, aber noch nicht abgeschlossen.

II.

Die versteiften Tonnenbleche werden bis zu Feldweiten von 4 m ausgeführt. Die Aussteifung besteht aus Flachstäben, die an den Rändern aufgeschweißt und im mittleren Teile durch Schrägbleche mit der Tonne verbunden werden, so daß ein in sich steifes Stahlgerippe entsteht. Das in Stücken bis 7 m Länge auf einer Drehvorrichtung in der Werkstatt fabrikmäßig hergestellte Bauelement kann leicht befördert und eingebaut werden. Die Verbindung mit den Unterzügen (Hauptträger oder Fahrbahn-längsträger) geschieht bei geschweißten Konstruktionen durch Flankenkehlnähte, bei genieteten Tragwerken auch durch Nietung. Nach der Fertigstellung der stählernen Fahrbahnplatte wird der Füllbeton mit bester Kornzusammensetzung und mindestens  $300 \text{ kg/m}^3$  Zementgehalt eingebracht, verdichtet und abgeglichen. Durch die Verbundwirkung wird auch bei Einzellasten ein Loslösen des Betons vom Blech verhindert, der Beton stemmt sich gewölbeartig gegen die Schrägeisen, die oberen Flacheisen erhalten Druck und werden durch die Einbetonierung am Ausknicken gehindert; das Tonnenblech nimmt die Zugkräfte auf.

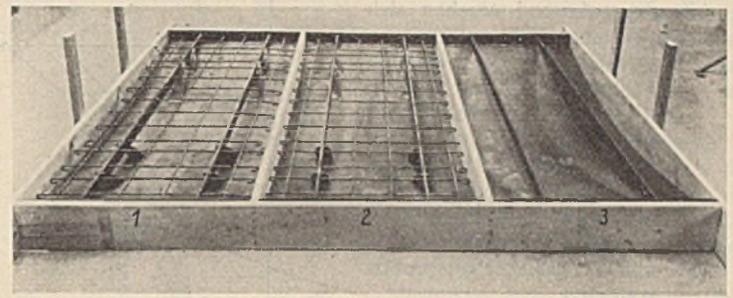


Abb. 5. Versuchskörper I, II und III vor dem Ausbetonieren.

über den Trägern stumpf verschweißt, außerdem ist eine zusätzliche Querbewehrung über den Unterzügen durch abgeogene Rundseisen vorzusehen (Abb. 4). Bei Feldweiten über 3 m wird zweckmäßig über den Trägern im Beton ein 4 bis 5 cm tiefer Fugeneinschnitt gemacht und mit Fugenvergüßmasse vergossen, wenn der Querschnitt trotz kräftiger Querbewehrung zur Aufnahme der negativen Momente nicht ausreicht. Bei durchlaufenden Hauptträgern sind über den Stützen durchgehende Quer-

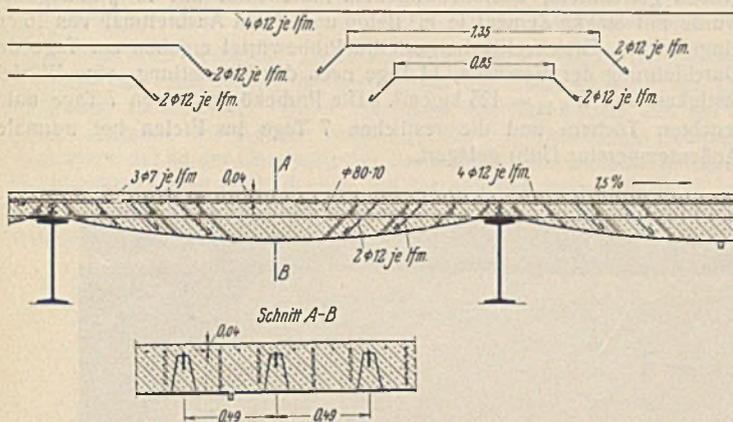


Abb. 4. Zusätzliche Querbewehrung bei Fahrbahnplatten mit aussteiften Tonnenblechen über den Unterzügen.

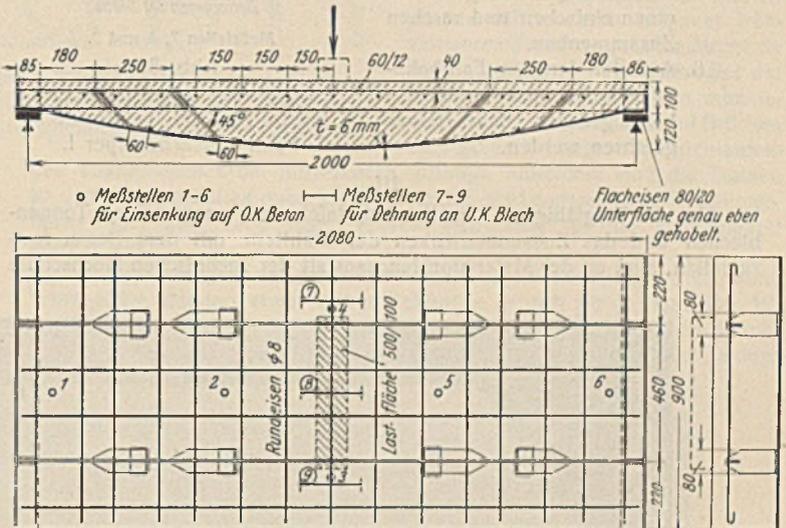


Abb. 6. Versuchskörper I und II. Versuchsanordnung.

Die Fahrbahnplatte bildet zugleich die Fahrdecke. Nach amerikanischen Erfahrungen mit Eisenbetonfahrbahnplatten bestehen keine Bedenken, gummibereifte Fahrzeuge unmittelbar auf der tragenden Platte fahren zu lassen. Dasselbe ist ja bei den Betonbelägen der Autobahn der Fall. Die Bemessung und Bewehrung der Platten muß so sein, daß keine Risse auftreten. Bei der einfachen Platte mit einem Tonnenblech ist die Risse-

fugen im Beton als Preßfugen anzuordnen und in der Fahrfläche mit Fugenvergüßmasse zu vergießen.

Da auf den mit Quer- und Längsgefälle ausgeführten Eisenbetonfahrbahnplatten das Tagwasser rasch abfließt, ist die Gefahr des Eindringens von Sickerwasser bei einem dichten Beton gering. Trotzdem werden in den Senken der Buckel- und Tonnenbleche Tropfzüllen an-

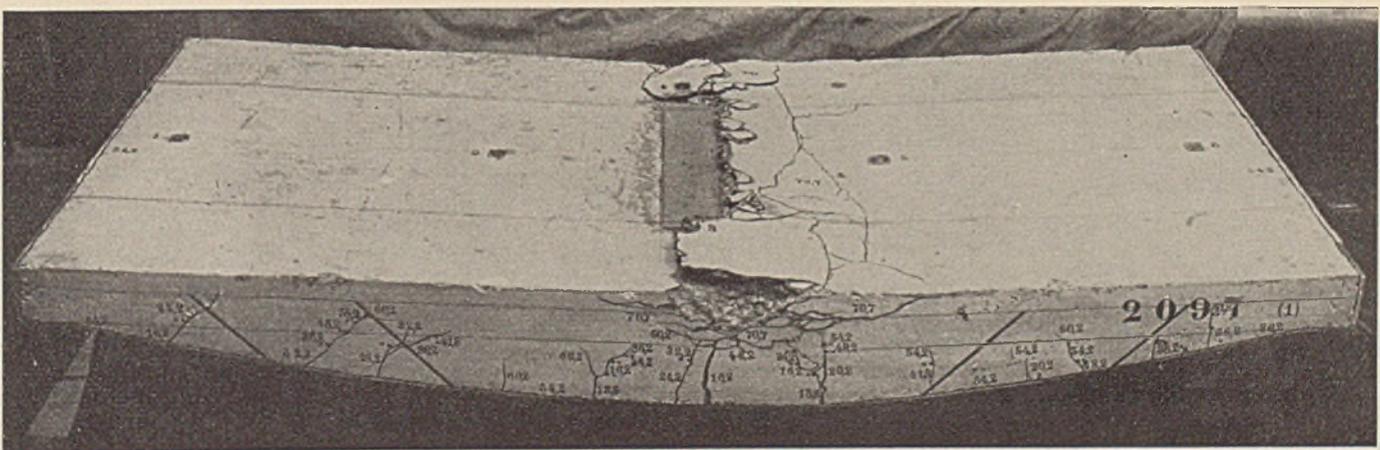


Abb. 7. Versuchskörper I. Rissebild nach dem Versuch. Die kleinen Zahlen geben die Belastung in t an, bei der der Riß eintrat.

gefahr gering, weil der Beton in der Oberschicht auf Druck beansprucht wird. Bei breiten Fahrbahnplatten, wo mehrere Tonnen nebeneinander liegen, ist die Rissegefahr größer, da der Beton über den Trägern wegen der Kontinuität in der Oberschicht auf Zug beansprucht wird. Um Risse zu vermeiden, ist eine Mindestdicke der Betonschicht über den Unterzügen von 12 cm erwünscht. Die Flachstäbe werden an den Stoßstellen

geordnet, aus denen etwa eingedrungenes Sickerwasser austreten kann. Falls im Laufe der Zeit Schäden auftreten, kann durch Aufbringen eines dünnen Schwarzbelages<sup>3)</sup> die Dichtigkeit wiederhergestellt und eine ebene, griffige Fahrfläche gewährleistet werden.

<sup>3)</sup> Dispersion-Spezial s. Bautechn. 1936, Heft 18 u. 19.

Zusammenfassend ergeben sich folgende Vorteile:

1. Das Gewicht der gesamten Fahrbahntafel einschließlich der Tonnenbleche beträgt nur 450 bis 500 kg/m<sup>2</sup>, je nach der Spannweite der Tonnen.
2. Die ausgesteifte Fahrbahntafel kann zur Übertragung der Wind- und Seitenkräfte auf die Auflager ausgenutzt werden.
3. Die Querverbindungen der Hauptträger oder Fahrbahn-längsträger können auf eine Mindestzahl beschränkt werden.
4. Für die Herstellung des Betonbelages wird keine Schalung benötigt.
5. Die in der Werkstätte vorbereiteten Teile gestatten einen einfachen und raschen Zusammenbau.
6. Auf der fertigen Fahrbahntafel kann nach kurzer Erhärtungsdauer des Betons gefahren werden.

### III.

Um die Tragfähigkeit der Fahrbahntafeln mit ausgestellten Tonnenblechen und das Zusammenwirken der Stahlteile mit dem Beton festzustellen, sind an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule

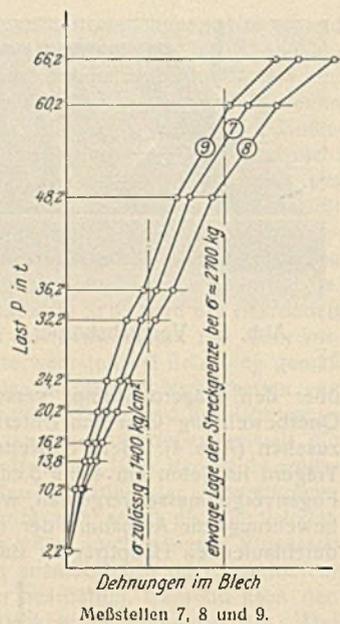


Abb. 8.  
Ergebnisse der Dehnungsmessungen am Tonnenblech beim Versuchskörper I.

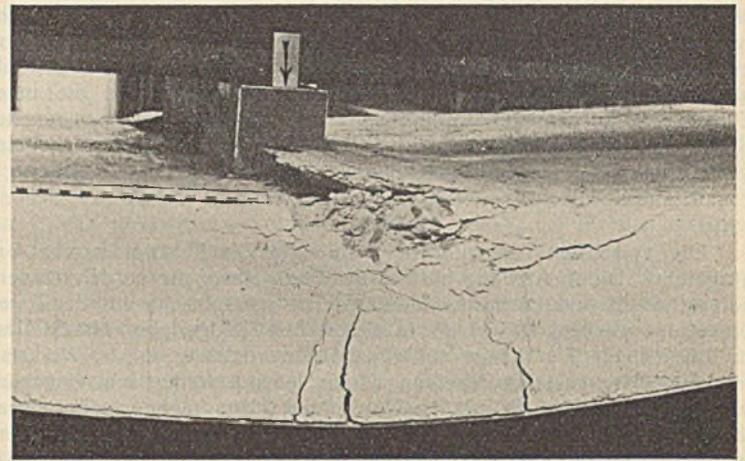


Abb. 9. Absprengung von Schalen in der Druckzone unter der Last. (Versuchskörper I.)

waren nur zwei Flacheisen gegen Verformung des Tonnenblechs eingeschweißt. Die Spannweite der Tonnen betrug 2 m, der Stich 120 mm und die Blechdicke 6 mm. Die übrigen Abmessungen sind aus Abb. 6 zu ersehen. Der Füllbeton aus vorbehandeltem und nach vier Korngrößen getrenntem, oberschwäbischem Moränekies mit 40% Sandgehalt wurde mit 300 kg Zement je m<sup>3</sup> Beton und einem Ausbreitmaß von 46 cm eingebracht. Gleichzeitig hergestellte Probewürfel ergaben am Tage der Durchführung der Versuche, 14 Tage nach der Herstellung, eine Würfel-festigkeit von  $W_{B14} = 425 \text{ kg/cm}^2$ . Die Probekörper waren 7 Tage unter feuchten Tüchern und die restlichen 7 Tage im Freien bei normaler Außentemperatur (Juli) gelagert.

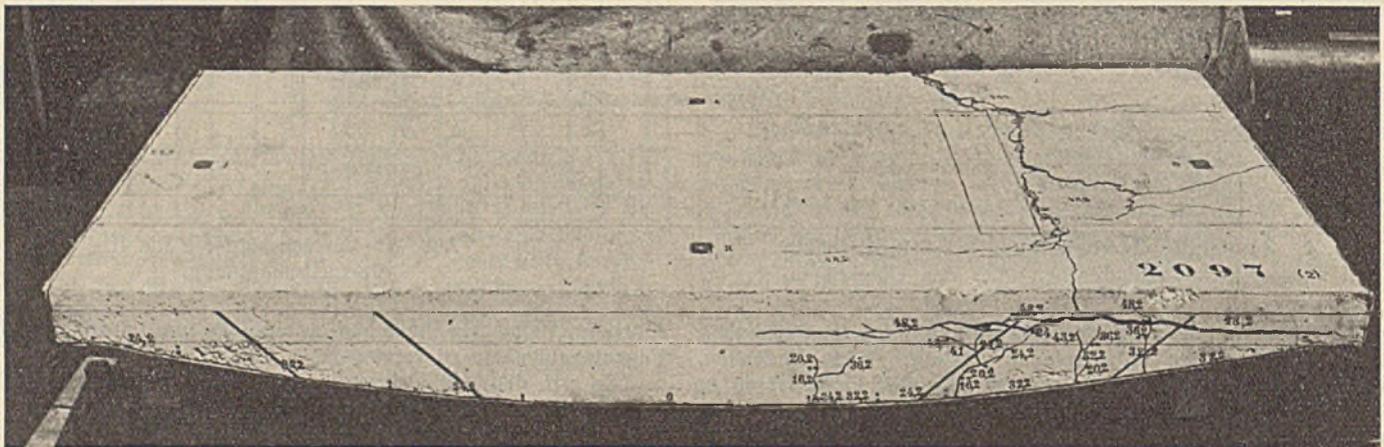


Abb. 10. Versuchskörper II. Rissebild nach dem Versuch.

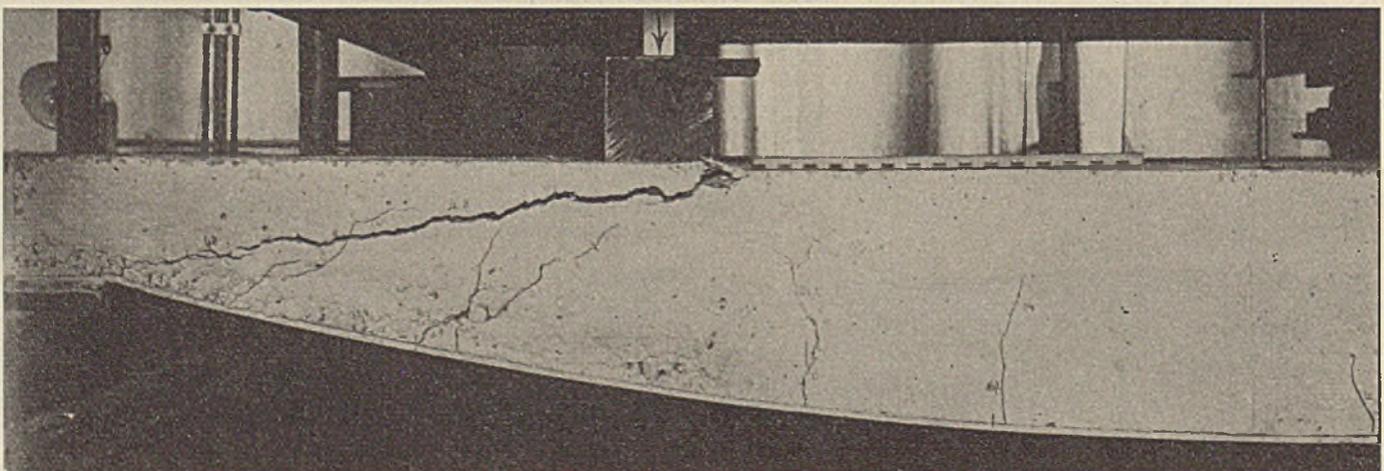


Abb. 11. Versuchskörper II. Der bei 48 t Last entstandene Schubriß.

Stuttgart unter Leitung von Prof. O. Graf Belastungsversuche durchgeführt worden. Von den drei Versuchskörpern waren zwei mit Ausstufungen versehen (Abb. 5), durch deren Flachstäbe Rundisen als Längsbewehrung durchgesteckt waren. (In der Praxis wird eine fertig geflochtene Matte auf die Flacheisen aufgeschweißt). Beim dritten Versuchskörper

Der Versuchskörper I mit Schrägeisen wurde in Feldmitte auf einer Fläche von 50 × 10 cm (Dampfwalze-Hinterrad entsprechend DIN 1072, Brückenklasse I) belastet. Bei einer Belastung von 13,8 t sind an den Seitenflächen auf der Unterseite des Betons mit der Lupe feine Risse festgestellt worden, die vom Tonnenblech ausgehend, 5 bis 6 cm senk-

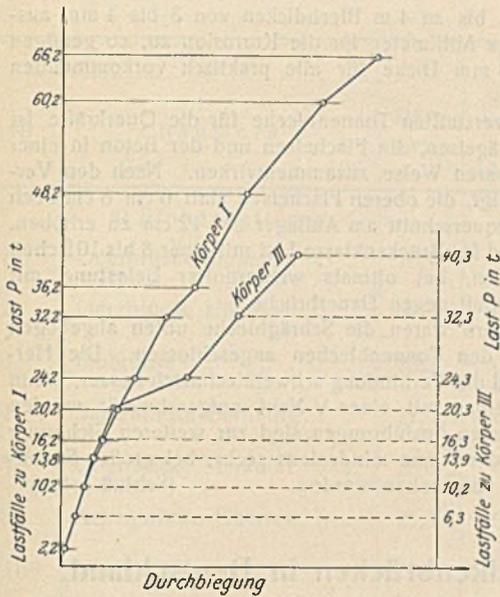


Abb. 12. Durchbiegungen der Versuchskörper I und III. Mittelwerte der Meßstellen 3 und 4.

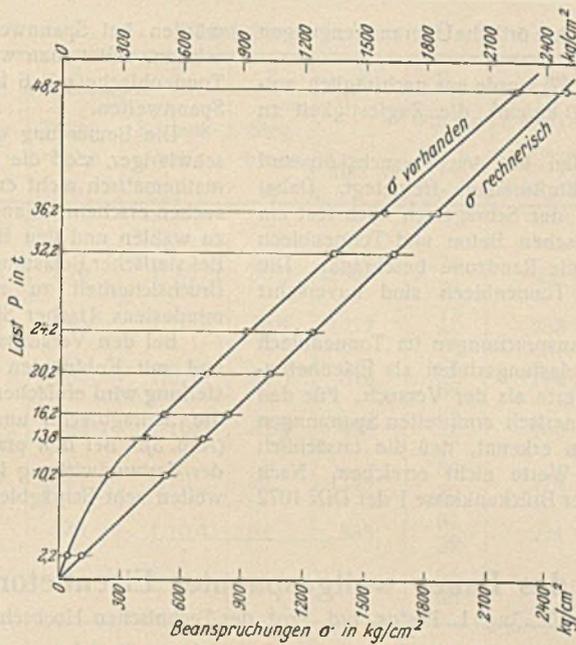


Abb. 14. Vergleich der rechnerisch ermittelten Spannungen im Tonnenblech mit den aus gemessenen Dehnungen ermittelten tatsächlichen Spannungen beim Versuchskörper I.

Der Versuchskörper II mit Schrägeisen wurde mit der gleichen Lastfläche im Viertelpunkte belastet. Auch hierbei sind die ersten vom Tonnenblech aus senkrecht nach oben verlaufenden Haarrisse bei der Laststufe von 13,8 t etwa unter dem Lastangriffspunkte eingetreten. Der erste Schubriß wurde bei 16,2 t in der Nähe des Auflagers festgestellt. Der weitere Verlauf der Risse bei steigender Last ist aus Abb. 10 zu erkennen. Bei 32,2 t trat unter leichtem Krachen ein Riß zwischen Tonnenblech und Betonfüllung auf. Bei 48 t Belastung entstand nach etwa 1,5 min Lastdauer ein langer schräger Riß, der von der Unterkante am Auflager bis zum Lastangriffspunkt durchging und sich unter sinkender Last weiter öffnete (Abb. 11). Die großen Querkraftkräfte bei der Belastung im Viertelpunkte führten also zu einer frühzeitigeren Zerstörung als die Momente bei Belastung in Feldmitte. Bei der Beurteilung der Bruchlasten muß jedoch bedacht werden, daß auf Brücken eine größere Länge des durchlaufenden

recht nach oben verliefen. Bei einer Belastung von 16,2 t trat der erste Schubriß ein. Aus Abb. 7 ist der Verlauf der Risse während der Laststeigerung zu erkennen. Unter einer Last von 60,2 t hatte sich ein Riß in der Zugzone auf 0,4 mm geöffnet. Wie die Belastungs-Dehnungsdiagramme der an der Unterseite der Tonnenbleche in Feldmitte gelegenen Meßstrecken zeigen (Abb. 8), war bei der gleichen Belastung die Streckgrenze des Bleches erreicht. Die Belastung konnte noch bis 70,7 t gesteigert werden, wobei die Zerstörung wie bei einem auf Biegung be-

den Tonnenbleches bei Einzellasten mitträgt, außerdem sind die Tonnenbleche in den meisten Fällen quergespannt, so daß die Längsseite der Belastungsfläche quer zur Tonne liegt; beides wirkt sich auf die Tragfähigkeit günstig aus.

Ein vollkommen anderes Bild ergab der Versuchskörper III ohne Schrägeisen, der mit einer Last in Feldmitte geprüft wurde (vgl. Abb. 12, Durchbiegungen). Bei 13,9 t zeigten sich die ersten Zugrisse im Beton. Schon unter 24,3 t löste sich die Betonplatte vom Blech unter lautem

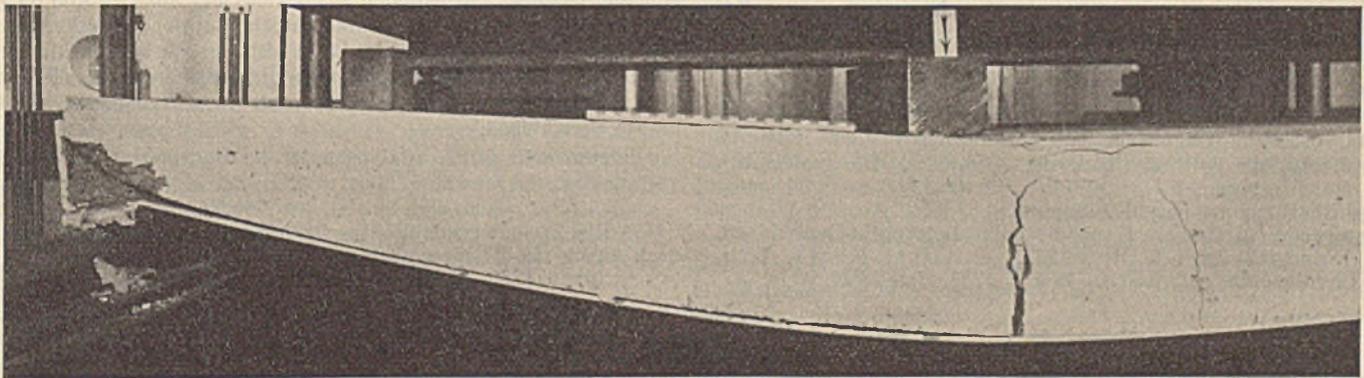
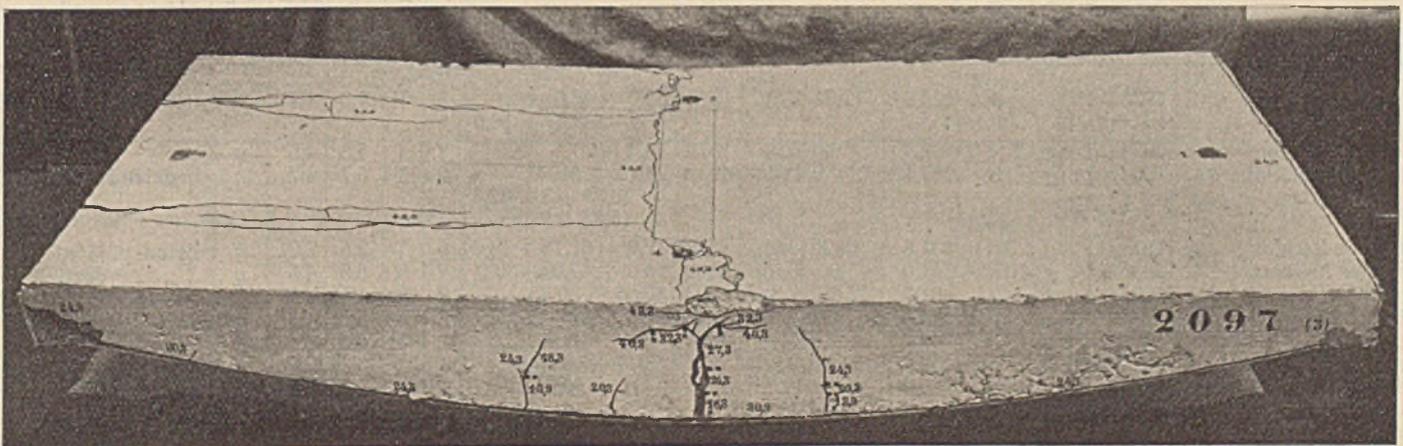


Abb. 13. Versuchskörper III. Die linke Hälfte der Betonfüllung hat sich losgelöst und schiebt sich über das Auflager ab.



Zu Abb. 13. Versuchskörper III. Rissebild nach dem Versuch.

anspruchten stark bewehrten Eisenbetonbalken stattfand, indem durch die Dehnung des als Zuggurt wirkenden Tonnenbleches in der oberen Druckzone die Betondruckfestigkeit überschritten und Schalen abgesprengt wurden (Abb. 9). In den Außenzonen bei den Auflagern blieb der Beton am Tonnenblech haften.

Knall. Unter steigender Last öffnete sich dann einer der Zugrisse, worauf die losgelöste Betonhälfte über das Auflager hinweg abgeschoben wurde (Abb. 13). Während beim Versuchskörper I die Belastung bis zum Erreichen der Streckgrenze im Tonnenblech gesteigert werden konnte, war dies beim unversteiften Blech nur insofern möglich, als sich beim Ein-

stellen der Seillinie unter dem Lastangriffspunkte örtliche Überanstressungen des Bleches durch Biegung ergaben.

Die Streckgrenze der Tonnenbleche (St 37) wurde aus nachträglich entnommenen Probestäben im Mittel zu 3000 kg/cm<sup>2</sup>, die Zugfestigkeit zu 4500 kg/cm<sup>2</sup> festgestellt.

Nach Beendigung der Versuche wurden bei den Versuchskörpern I und II die Schrägeisen mit Hilfe von Prebluftmeißeln freigelegt. Dabei zeigte sich, daß der Beton in der Nähe der Schrägeisen noch fest am Tonnenblech haftete. Die teilweise zwischen Beton und Tonnenblech beobachteten Risse waren demnach auf die Randzone beschränkt. Die Schweißnähte zwischen Schrägeisen und Tonnenblech sind unversehrt geblieben.

Die rechnerische Nachprüfung der Beanspruchungen im Tonnenblech und im Beton bei den verschiedenen Belastungsstufen als Eisenbetonbalken auf zwei Stützen ergab größere Werte als der Versuch. Für den Versuchskörper I sind in Abb. 14 die rechnerisch ermittelten Spannungen den gemessenen gegenübergestellt. Man erkennt, daß die tatsächlich vorhandenen Spannungen die errechneten Werte nicht erreichen. Nach der Berechnung der Platte für die Lasten der Brückenklasse I der DIN 1072

würden bei Spannweiten bis zu 4 m Blechdicken von 3 bis 4 mm ausreichen. Gibt man wenige Millimeter für die Korrosion zu, so genügen Tonnenbleche mit 6 bis 8 mm Dicke für alle praktisch vorkommenden Spannweiten.

Die Bemessung der versteiften Tonnenbleche für die Querkkräfte ist schwieriger, weil die Schrägeisen, die Flacheisen und der Beton in einer mathematisch nicht erfaßbaren Weise zusammenwirken. Nach den Versuchen erscheint es angezeigt, die oberen Flacheisen statt 6 cm 8 cm hoch zu wählen und den Betonquerschnitt am Auflager auf 12 cm zu erhöhen. Bei statischer Belastung und für Brückenklasse I ist mit einer 8 bis 10fachen Bruchsicherheit zu rechnen, bei oftmals wiederholter Belastung mit mindestens 4facher Sicherheit gegen Dauerbrüche.

Bei den Versuchskörpern waren die Schrägbleche unten abgebogen und mit Kehlnähten an den Tonnenblechen angeschlossen. Die Herstellung wird einfacher und die Verbindung schweißtechnisch besser, wenn die Schrägbleche unmittelbar mit einer V-Naht aufgeschweißt werden (Abb. 3). Bei den praktischen Ausführungen sind zur weiteren Sicherung der Verbundwirkung in jeder Tonne mindestens sechs, bei großen Spannweiten acht Schrägbleche vorgesehen worden. (Schluß folgt.)

### Die neuere Entwicklung des Baues weitgespannter Eisenbetonbalkenbrücken in Deutschland.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. L. Pistor, ord. Prof. der Technischen Hochschule München.

Gegen Widerstände und Bedenken mancher Art ist in den letzten vier Jahren der Spannweitenbereich von Eisenbetonbalkenbrücken<sup>1)</sup> erheblich erweitert worden. Ausführungen mit über 30 m Stützweite waren unter den sehr zahlreichen Eisenbetonbalkenbrücken nur in verschwindender Anzahl vertreten; eine Zusammenstellung<sup>2)</sup> bis einschließlich 1932 zählt 19 Stück in folgender Verteilung:

Größte Gesamtstützweite:

30 mit 35 m	9
35 „ 40 m	4
40 „ 50 m	5
> 60 m	1
	<b>19</b>

Vier hiervon wurden nach 1930, in welchem Jahr erstmals die „Berechnungsgrundlagen für massive Brücken“ zur Ausgabe gelangten, erbaut; nur zwei hatten mehr als drei Öffnungen. Von einer durchschnittlichen Anwendung im Bereich von über 30 m konnte also keine Rede sein; zweifellos hatte jeweils nur ein besonders günstiges Zusammenreffen von örtlichen Gegebenheiten, Bauherrschaft und Entwurfsbearbeiter, die Ausführung dieser Bauwerke ermöglicht. Die großen Auf-

gaben, die das neue Deutschland auf allen Gebieten der Baukunst stellte, wirkten sich auch hinsichtlich der Anwendung und Größe von Eisenbetonbalkenbrücken aus. Die Ausführungen der Jahre 1933 bis 1935 dürften die Wirtschaftlichkeit und sichere Ausführbarkeit von Balkenbrücken aus Eisenbeton im Bereich bis zu etwa 60 m Gesamtstützweite und darüber hinaus endgültig unter Beweis gestellt und damit ein wichtiges Anwendungsgebiet erobert haben.

Soweit sich feststellen ließ, sind im betrachteten Zeitraume 13<sup>3)</sup> einschlägige Bauwerke errichtet worden, die fast durchweg durch Größe und bauliche Einzelheiten den erzielten Fortschritt verkörpern. Einen Überblick geben die Zusammenstellungen Tafel 1 bis 3. Die Fortentwicklung ist um so bedeutsamer, als in vielen Fällen eine Balkenbrücke in schönheitlicher und technischer Beziehung die bessere Lösung der Bauaufgabe darstellt. So befinden sich unter einer Auswahl von 35 größeren Brückenbauwerken<sup>4)</sup> der Reichskrafftahrbahn nur sieben Brücken mit Bogen- oder Traggeräten. Dieses Verhältnis dürfte sich bei Bauwerken kleineren Umfanges infolge der dann meist noch beschränkteren Raumverhältnisse (Höhenlage, Durchfahrt bzw. -fluß) noch weiter zugunsten der Balkenbrücke verschieben.

Ebenso wie früher sind auch in der Berichtszeit nur Brücken mit vollwandigen Trägern ausgeführt worden; der ablehnende Standpunkt der

1) Begriffsbestimmung gemäß Fußnote 2.  
2) Spangenberg, Größere Eisenbetonbalkenbrücken in Deutschland. Vorbericht I. Kongreß der I. V. Paris 1932. — Hajnal-Konyi, Weitgespannte Eisenbetonbalkenbrücken. B. u. E. 1933, Heft 23/24.

3) Die Zusammenstellung macht keinen Anspruch auf Vollständigkeit, doch dürfte sie die wesentlichsten Ausführungen umfassen.

4) Straße 1935, Heft 8. Verlag Volk u. Reich, Berlin.

Tafel 1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11-14				15	16	17
										Hauptträger						
Nr.	Bauwerk	Baujahr	Klasse	Typ <sup>7)</sup>	Öffnungen	Länge m	Breite (Fahrbahnbr.) m	Fläche m <sup>2</sup>	Stützweiten m	Zahl <sup>4)</sup>	Form	Abstand m	Breitenanteil m	Platte Spannrichtung <sup>6)</sup>		Nr.
1	Oderbrücke Oppeln . . .	1933	I	g	4	123,9 <sup>3)</sup>	12,31 (7,5)	1525	38,0 + 46,0 + (58,1) + 16,9	3	T	4,2	4,1	k	Beton- u. Monierbau AG	1
2	Oderbrücke Nikoline . . .	1934	I	g	2 × 2	152,4	9,0 (6,0)	1372	38,4 + 37,8	2	T	5,5	4,5	q	dsgl.	2
3	Innbrücke Pfraundorf . . .	1934	I	g	8	265,4	2 × 9,4 (7,5)	4989	24,15 + 31,60 + 33,85 + 3 × 37,5 + 33,85 + 28,85	2	T	5,7	4,7	k	Leonhard Moll, München	3
4	Saalebrücke Bernburg . . .	1935	I	g	3 (1) <sup>1)</sup>	101,8	13,26 (8,5)	1350	17,0 + 61,78 + 16,0	6	T	2,5	2,21	q	Beton- u. Monierbau AG	4
5	Oderbrücke Märkdorf . . .	1935	I	g	10 (3) <sup>2)</sup>	241,0	9,0 (6,0)	2169	30,0 + 47,0 + 30,0	2	R	5,5	4,5	q	dsgl.	5
6	Achenbrücke Übersee . . .	1935	I	g	2	61,7	8,0 (7,3)	493	30,85 + 30,85	2	R	4,58	4,0	k	"	—
7	Wörnitzbrücke Ebermergen	1935	I	g	3	75,0	9,4 (7,0)	705	21,5 + 32,0 + 21,5	2	R	5,0	4,7	q	"	—
8	Salzachbrücke Tittmoning	1933	II	g	11	258,0	7,3 (5,5)	1883	... 31,5 ...	2	R	4,5	3,65	k	"	—
9 (9)	Niddabrücke Frankfurt a. M.	1933	I	g	3	54,2	14,3 (9,0)	775	8,6 + 36,6 + 8,6	4	K	3,05	3,58	q	Hochtief AG, Frankfurt <sup>5)</sup>	6
10	Oderbrücke Rothemühle . . .	1935	I	f <sub>k</sub>	1	53,2	2 × 12,4 (11,5)	1319	36,0	3	K	4,7	4,13	q	Hochtief AG, Essen	7
11	Talübergang Denkendorf . . .	1935	I	d <sub>g</sub>	7	183,0	2 × 10,05 (9,25)	3678	24,75 + 26,25 + 27,0 + 30,0 + 27,0 + 25,25 + 22,75	2	R	5,0	5,02	q	Beton- u. Monierbau AG	8
12	Saubachtalbrücke . . .	1935	I	d <sub>g</sub>	9	261,0	2 × 12,20 (11,50)	6368	... 33,50 ...	4	R	3,1	3,05	k	Arge. Siemens-Bemo.	9

1) Nur eine sichtbar. — 2) Mittelteil drei Öffnungen. — 3) Eisenbetonteil. — 4) Bei Zwillingsbrücken für eine Hälfte. — 5) Eine weitere Brücke gleicher Bauart mit einer Größtstützweite von 31,2 m wurde 1935 ausgeführt (Nr. 13). — 6) k = kreuzweise bewehrt; q = querbewehrt. — 7) g = Gerberbr.; f<sub>k</sub> = freiaull. m. Krag; d<sub>g</sub> = durchl.

Tafel 2.

1	2	3	4	5	6	7	8			9		10		11		12		13		14	
							Momente (tm)			Bewehrung		Eigengewicht									
Nr.	Bauwerk	Stützweite m	Stützweitenverhältnis <sup>1)</sup>	Trägerhöhe m	Schlankheit	Stegbreite cm	max M	$M_g \%$ $M_p \%$	Moment für 1 m Brückenbreite	$\Sigma F_e$	$\Sigma F_e/m$	g/m	g/m <sup>2</sup>								
a) Einhängeträger																					
1	Oderbrücke Oppeln . . .	26,7	0,703	270	1/9,9	50 <sup>3)</sup>	≈960	76 24	233 <sup>7)</sup>	?	?	8,2	1,95 <sup>9)</sup>								
2	Oderbrücke Nikoline . . .	30,0	0,795	280	1/10,7	56 <sup>4)</sup>	1272	73 27	283	430	96	8,3	1,83								
3	Innbrücke . . . . .	23,5	0,627	280	1/8,4	40 <sup>5)</sup>	816	64 36	174	280	60	7,55	1,61								
4	Saalebrücke Bernburg . . .	27,0	0,437	163 <sup>2)</sup>	1/16,6	32 <sup>2)</sup>	498	72 28	200 <sup>7)</sup>	— <sup>6)</sup>	— <sup>6)</sup>	4,12 <sup>6)</sup>	1,65								
5	Oderbrücke Markdorf . . .	28,0	0,596	281	1/10	56	1234	68 32	274	445	99	8,5	1,88								
6	Achenbrücke Übersee . . .	25,3	0,82	243	1/10,4	58	895	61 39	224	274 <sup>10)</sup>	71	6,8	1,7								
9 (9)	Niddabrücke . . . . .	29,6	0,81	215	1/13,7	50 <sup>6)</sup>	940	64 36	308 <sup>11)</sup>	555 <sup>11)</sup>	182 <sup>11)</sup>	5,4	1,8 <sup>11)</sup>								
b) + M der Kragträger																					
2	Oderbrücke Nikoline . . .	38,4	—	280	1/13,7	56 <sup>4)</sup>	1599	63 37	355	690	153	8,3	1,83								
3	Innbrücke, Kr. 2 . . . . .	33,85	—	280		40 <sup>5)</sup>	878	38 62	187	320	68	7,55	1,61								
	Innbrücke, Kr. 3 . . . . .	37,5	—	280	1/13,4	40 <sup>5)</sup>	854 <sup>12)</sup>	25 75	182	393	97	7,55	1,61								
10	Okerbrücke . . . . .	36,0	—	165	1/21,8	50	933	?	204 <sup>7)</sup>	475	109	veränderlich									
12	Saubachtalbrücke . . . . .	30,2	—	247	1/12,2	50	545	69 31	173 <sup>7)</sup>	223	71 <sup>7)</sup>	5,8	1,9								

<sup>1)</sup> Verhältnis der Stützweite des eingehängten Trägers zur Gesamtstützweite. — <sup>2)</sup> Melanträger, Zugbreite 66 cm. — <sup>3)</sup> T-Querschnitt, Zugbreite 110 cm. — <sup>4)</sup> T-Querschnitt, Zugbreite 83 cm. — <sup>5)</sup> T-Querschnitt, Zugbreite 60 cm. — <sup>6)</sup> Kastenquerschnitt, zwei Stege je 25 cm, Zugbreite 110 cm. — <sup>7)</sup> Gemittelt. — <sup>8)</sup> Melanträger. — <sup>9)</sup> Weiterer Einhängeträger in Stahl  $g=1,03 \text{ t/m}^2$ . — <sup>10)</sup> St 52. — <sup>11)</sup> Für einen mittleren Träger. — <sup>12)</sup> Negative Momente 166 tm.

deutschen Fachleute gegenüber fachwerkartigen Gebilden hat sich nicht geändert. Der Umstand, daß zu einem bereits bestehenden und dichten Eisenbahnnetz ein neuzeitlichen Ansprüchen genügendes Straßennetz geschaffen wird, bringt es mit sich, daß alle aufgeführten Bauwerke dem Straßenverkehr dienen. Überdies dürfte für die hohen Achslasten der Reichsbahn und im Zusammenhang mit deren dynamischen Einwirkungen die wirtschaftliche und technische Anwendungsgrenze nach deutscher Auffassung bei Eisenbetonbalkenbrücken auch heute noch bei etwa 15 m Spannweite liegen.

Ausschlaggebend für die Ausführbarkeit großer Stützweiten ist die Erzielung eines Brücken- bzw. Trägerquerschnitts von geringstem Eigengewicht und einer statisch günstigen Massenverteilung im Längenriß.

Größe der Bauwerke.

Die Größe der Bauwerke ist am besten gekennzeichnet durch die Fläche des Überbaues. In dieser Richtung ist ein gewaltiger Fortschritt zu verzeichnen. Es finden sich nunmehr Eisenbetonbauwerke von großer Länge (Innbrücke 265,4 m) mit zahlreichen Öffnungen, daneben für die Reichskraftfahrbahn auch außerordentliche Breiten. Bis zum Jahre 1933 war die längste Eisenbetonbalkenbrücke Deutschlands die Donaubrücke Dillingen<sup>5)</sup> (160,6 m, fünf Öffnungen), jene mit der größten Grundfläche die Warthebrücke Landsberg<sup>6)</sup> (1418 m<sup>2</sup>). Wie Tafel 1 zeigt, wurden diese Ausgangswerte vervielfacht. Die größte zusammenhängende ausgeführte

<sup>5)</sup> Bauing. 1926, S. 181 ff. — <sup>6)</sup> Siehe Fußnote 1.

Tafel 3.

1	2	3	4	5	6	7	8			9		10		11		12	
							Momente			Bewehrung							
Nr.	Bauwerk	Stützweite	max. Kragarm	Stützquer-schnitt <sup>1)</sup>	Höhe	Breite	für einen Träger max M	Moment für 1 m	$M_g \%$ $M_p \%$	für einen Träger $F_e + F_e'$	$\Sigma F_e/m$						
1	Oderbrücke Oppeln . . . . .	46,0	11,5	<i>vd</i>	270	110/250	2617	632 <sup>2)</sup>	?	1603	389 <sup>2)</sup>						
2	Oderbrücke Nikoline . . . . .	38,4	7,8	<i>v</i>	280	101	1792	398	62 38	1055	235						
3	Innbrücke . . . . .	37,5	8,0	<i>vs</i>	380	100	1614	344	70 30	487	104						
4	Saalebrücke Bernburg . . . . .	17,0	17,39	<i>vsd</i>	395	60	2620	1080 <sup>2)</sup>	72 28	670	271 <sup>2)</sup>						
5	Oderbrücke Markdorf . . . . .	30,0	9,5	<i>vs</i>	343	136	2321	516	73 27	796	177						
6	Achenbrücke Übersee . . . . .	30,85	5,55	<i>vs</i>	280	100	985	245	65 35	312 <sup>3)</sup>	78 <sup>3)</sup>						
9 (13)	Niddabrücke . . . . .	8,6	3,50	<i>v</i>	215	150	520	170 <sup>4)</sup>	68 32	316 <sup>4)</sup>	104 <sup>4)</sup>						
10	Oderbrücke . . . . .	36,0	8,6	<i>vs</i>	220	110	921	220 <sup>2)</sup>	?	502	108 <sup>2)</sup>						
12	Saubachtalbrücke . . . . .	33,5	9,0	<i>vd</i>	247	69	887	282 <sup>2)</sup>	72 28	359	118 <sup>2)</sup>						

<sup>1)</sup> *v* = Verbreiterung, *s* = Schräge, *d* = Druckplatte. — <sup>2)</sup> Gemittelt. — <sup>3)</sup> St 52. — <sup>4)</sup> Für einen mittleren Träger.

Breite betrug 14,3 m; die bis zu 24,8 m breiten Brücken der Reichskraft-fahrbahn sind bisher durchweg in der Mitte unterteilt worden. Die bisherigen Ausführungen werden hinsichtlich der allgemeinen Größe in kurzer Zeit übertriffen werden durch die Flutöffnungen der Elbebrücke bei Hohenwarthe (Breite 24 m, Länge 805 m, Fläche 18 600 m<sup>2</sup>, vier Haupt-träger), die sich im Bau befinden.

Mit einer Ausnahme sind alle Bauwerke für Brückenklasse I entworfen. Es würde im Zeitpunkte der Neuentwicklung des Straßenverkehrs auch unzweckmäßig sein, größere Bauwerke für andere als die derzeitigen Höchstlasten auszuführen. Bei den Hauptträgern bedingt zwar infolge des für diesen Fall günstigen Verhältnisses von Eigengewichts- zur Verkehrslast (s. u.) eine Steigerung der letzteren nur eine geringe Spannungserhöhung. Wesentlich ungünstiger verhalten sich dagegen die Fahrbahntafeln, Auskragungen, Längs- und Querträger, die bei aller notwendigen Gewichtsverminderung zumindest in der Bewehrung nicht zu knapp bemessen werden sollten, da sich der Gesamtsicherheitsgrad des Bauwerkes nach seinen schwächsten Teilen bemißt.

**Brückenquerschnitt.**

Einen nicht unerheblichen Einfluß auf die Größe des Gesamtmomentes besitzt die Anzahl der Hauptträger. Im allgemeinen wird mit steigender Trägerzahl nicht nur das Gewicht erhöht, sondern auch, wenn nicht besondere Maßnahmen für das Zusammenwirken mehrerer nebeneinanderliegender Träger getroffen werden, das Gesamtmoment aus Verkehrslast, bezogen auf die ganze Brückenbreite, vergrößert, da jeder einzelne Träger für seine ungünstigste Verkehrslaststellung zu bemessen ist. So ergibt sich z. B.:

Fahrbahn- breite m	Träger- zahl	Rechnungslast für ganze Fahrbahn			$\gamma M_p$ für $l = 30$ m tm
		Gleichlast t/m	Hinterräder t	Vorderräder t	
7,5	2	3,75	24,68	12,36	834,4
7,5	3	3,85	27,72	17,11	916,8

Diese rechnungsmäßige Steigerung der Verkehrslast wird im allgemeinen durch die Gewichtsminde rung infolge geringerer Plattendicke nicht ausgeglichen: meist ist sogar das Gesamteigengewicht der Brücke mit der größeren Trägeranzahl ebenfalls größer. Gelegentlich der Entwurfsbearbeitung der Innbrücke (Tafel 1, Nr. 3) wurden diese Beziehungen genauer untersucht. Es ergab sich bei einer Anordnung von drei Hauptträgern (wobei natürlich deren Höhe vermindert werden konnte) gegenüber zwei Hauptträgern eine Steigerung des gesamten Feldmomentes von rund 10%, des erforderlichen Eisenquerschnitts um rd. 30%, der Betonmasse um 10%. Bei genügender Konstruktionshöhe ist also in jedem Falle die kleinere Hauptträgeranzahl vorzuziehen. Begrenzt ist dieses Vorgehen allerdings durch die Unterbringungsmöglichkeit der Bewehrung in den Zuggurten und gegebenenfalls der Aufnahme der Schubspannungen.

Die Abstände bzw. Breitenanteile (gesamte Brückenbreite: Trägerzahl, Spalte 14 der Tafel 1) der Hauptträger liegen demgemäß bei allen neueren Bauwerken mit Ausnahme jener mit sehr beschränkter Konstruktionshöhe<sup>7)</sup> wesentlich höher wie früher; den größten Hauptträgerabstand besitzt die Innbrücke (5,7 m, Breitenanteil 4,7 m), den größten Breitenanteil der Denkendorfer Talübergang (5,0 m). Es bestehen keine Bedenken, Hauptträgerabstand und Breitenanteil auf 6,0 bis 6,5 m zu erhöhen, so daß künftig Bauwerke bis etwa 12 m Gesamtbreite mit zwei, bis 25 m Breite mit vier Hauptträgern ausgeführt werden können.

Ausschlaggebenden Anteil am Eigengewicht besitzt die Fahrbahntafel einschließlich der Straßendecke. Das Gewicht der letzteren muß, ohne die sorgfältige Abdichtung und deren Schutz zu vernachlässigen, soweit als möglich verringert werden. Ein Gesamtgewicht von rd. 200 kg/m<sup>2</sup> läßt sich mit einer 6 cm dicken Asphaltdecke und 3 cm Schutzbeton einschließlich Abdichtung ohne weiteres erzielen, während bisher Gewichte von 350 bis zu 500 kg/m<sup>2</sup> einzuführen waren. Bei einem Breitenanteil von 5 m ergibt dies eine Einsparung von mindestens 0,75 t/m, also rund 10% der bisherigen Trägereigengewichte. Auch beim Stahlbrückenbau ist man neuerdings bestrebt, die Gewichte der Fahrbahntafeln zu verringern.

Die Tragplatte kann als quergespannte Platte ohne oder mit Längsnebenträger (Querschnittmuster 1 u. 2, Abb. 1) oder als kreuzweise bewehrte Platte (Querschnittmuster 3) ausgeführt werden. Letztere Ausführungsart wurde einige Zeit lang bevorzugt und auch vom Verfasser an der Innbrücke und anderen mehrfach verwendet. Trotzdem muß heute auf Grund neuerer Untersuchungen Querschnittanordnung 2 in erster Linie empfohlen werden. Diese ergibt nicht nur das geringste Gewicht (vgl. Tafel 4), sondern auch konstruktive Vorteile. Insbesondere bleibt die Platte (abgesehen von Nebenwirkungen) in der Längsrichtung spannungsfrei, so daß sie tatsächlich ganz als Druckzone für die beiden Hauptträger bzw. den Nebenträger ausgenutzt werden kann. Bei Vollausnutzung

<sup>7)</sup> Unter den 13 verzeichneten Bauwerken haben 9 ausreichende, 4 beschränkte Bauhöhe.

Tafel 4.

Querschnittmuster	1	2	3	4	5	6	7
	Hauptträger- abstand m	Brücken- breite m	$d$ cm	$D$ cm	$g$ kg/m <sup>2</sup>	$G$ t/m	
1. Querbewehrung ohne Nebenträger . . . . .	5,0	10,0	25	36,5	876	5,65	
2. Querbewehrung mit Nebenträger . . . . .	5,5	9,0	19	26	624	4,37	
3. Kreuzweise bewehrt	5,70	9,4	23	30	720	4,84	

$D$  = mittlere Betondicke des zwischen den Hauptträgern befindlichen Plattenteils einschließlich Querträger, Schrägen usw. in cm.  
 $G$  = Last für einen Hauptträger bei 5 m Breitenanteil in t/m (Belag 250 kg/m<sup>2</sup>).

der für den Plattenbalken zugelassenen Betonspannung (bei verfügbarer mäßiger oder beschränkter Konstruktionshöhe) ist die Ausbildung einer kreuzweise bewehrten Platte ohne Spannungsüberschreitung aus der Plattenwirkung überhaupt nicht mehr möglich. Darüber hinaus erhalten die Hauptträger (besonders bei paarweiser Anordnung) bei Querschnittform 2 wesentlich geringere Torsionsmomente (etwa  $\frac{1}{4}$ ), was bei dünnstegigen Trägern sehr erwünscht ist<sup>8)</sup>. Starke Auskragungen, die Fahrbahnbelastung tragen, sind zu vermeiden, da sie zu merkbarer Gewichtserhöhung und Tordierung führen; es ist zweckmäßiger, den Trägerabstand zu vergrößern. Selbstverständlich sind in jedem Falle die Trägerstege so auszuführen und zu bewehren, daß sie die Einspannmomente der Platte tatsächlich aufnehmen können.

Von den neun ausgeführten Bauwerken mit reichlicher Bauhöhe sind fünf mit kreuzweise bewehrten Platten ausgeführt, der Rest und alle Brücken mit eingeschränkter Bauhöhe haben folgerichtig querbewehrte Platten. Nahezu bei allen sind die Hauptträger gegen Verdrehung ausgiebig ausgesteift und die Randeinspannung der Platte nur nach DIN 1075 eingeführt, obwohl diese bei entsprechender Versteifung wesentlich höher liegt.

<sup>8)</sup> Untersuchungen über die Einspannungsverhältnisse von Fahrbahntafeln in Hauptträgern, die auf verschiedene Art und in verschiedenen Abständen ausgesteift sind, werden demnächst veröffentlicht.

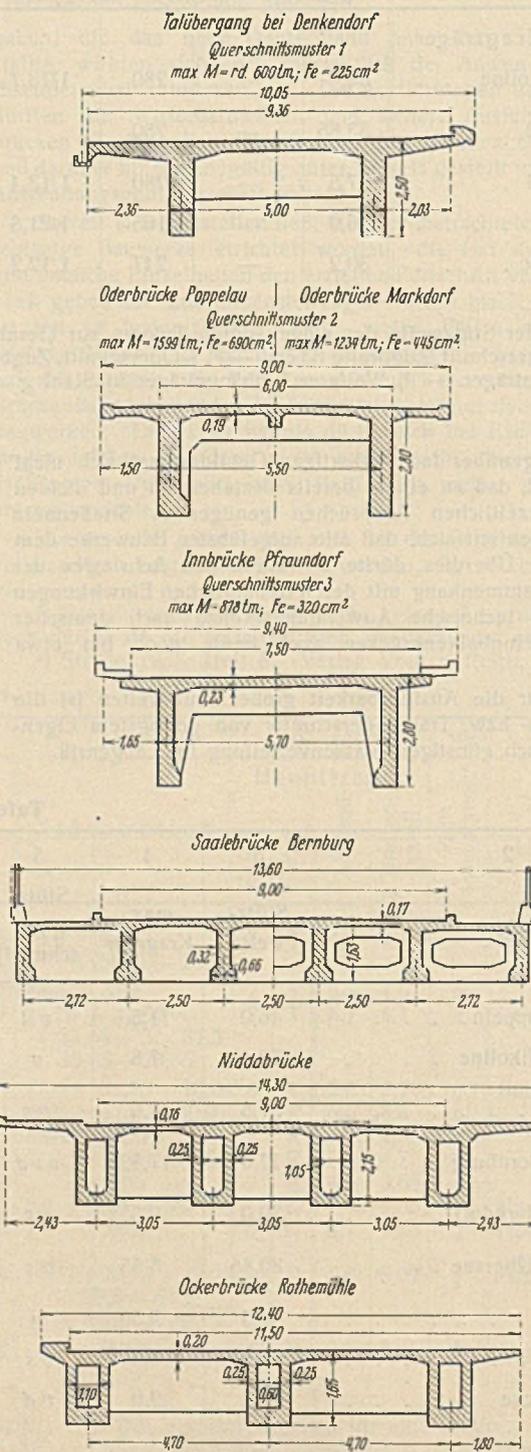


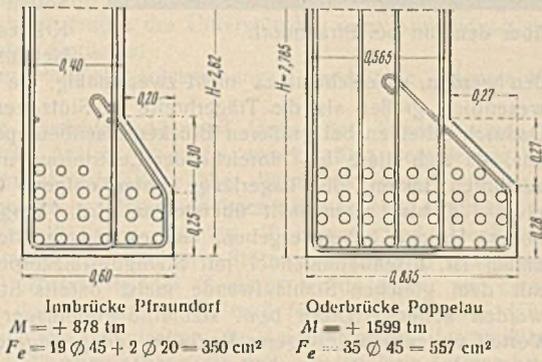
Abb. 1. Brückenquerschnitte.

**Trägerquerschnitt.**

Der Trägerquerschnitt ist, abgesehen von der von der Momentenaufnahme abhängigen Höhe, bestimmt durch die aufzunehmenden Schubkräfte und die unterzubringende Zugseisenfläche. Da diese bei den bisherigen Ausführungen bis 153 cm<sup>2</sup> für 1 m der Brückenbreite betrug, müssen bei Breitenanteilen von 5 bis 6 m bis zu 800 cm<sup>2</sup> in einem Untergurt untergebracht werden. Auch bei Anordnung in vier Lagen ergibt sich damit ein erheblicher Breitenbedarf. Abgesehen von den Fällen sehr beschränkter Bauhöhe, bei denen infolge der Schubspannungen auch in Feldmitte (z. B. bei einem Einhängeträger) eine gewisse Breite notwendig wird, ist es meist unzweckmäßig, den Träger mit der sich aus der Zugseiseneinlagerung ergebenden großen Breite durchzuführen. Die Eigengewichte der Stege, die bei größeren Bauwerken etwa 60 bis 70% der

in Spalte 7 Tafel 4 aufgeführten Belastungen erreichen, müssen soweit als möglich verringert werden, besonders natürlich in der Umgebung der größten Einflußordinaten der Feldmomente. Dies kann erreicht werden durch eine weitgehende Verringerung der Stegdicke, die gegen

die Auflager zu dem Verlauf der Schubkräfte (und gegebenenfalls den negativen Momenten) anzupassen ist. Der Zugseisenquerschnitt muß dann in besonderen Zugflanschen untergebracht werden, die Träger erhalten T- oder Kastenquerschnitt. Einige kennzeichnende Querschnitte sind in Abb. 1 u. 2 zusammengestellt. Der T-Querschnitt ist verhältnismäßig einfach aufzubauen und bereitet bei zweckmäßiger Anrichtung auch keine Schwierigkeiten bei der Betonierung. Der dünne Steg kann jedoch nur in beschränktem Maße Querbiegung aufnehmen, und das Verhältnis  $b_1 : b_0$  ist bei einseitiger Anordnung beschränkt, da eine zu große Ausmittigkeit des Zugseisenschwerpunktes unerwünschte Nebenspannungen hervorruft. Für die Unterbringung sehr großer Eisenquerschnitte (sehr große Stützweiten bzw. beschränkte Bauhöhe) dürfte in Zukunft der Kastenquerschnitt die gegebene Lösung sein. Er ist zwar in Aufbau und Betonierung schwieriger und im ganzen auch etwas schwerer, besitzt aber größere Verdrehungsfestigkeit und ergibt für die anschließenden Plattenfelder sehr günstige Einspannungen neben einer Verkleinerung ihrer Stützweite. Schließlich lassen sich erhebliche Zugquerschnitte (bis etwa 1000 cm<sup>2</sup> auf 110 cm Breite) unterbringen. Hinsichtlich der Anordnung vgl. Abb. 2, ferner Spalte 12 der Tafel 1.



Zu Abb. 2.

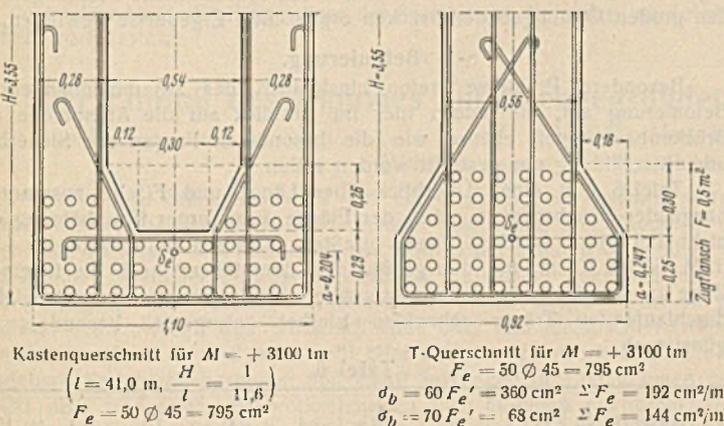


Abb. 2. Hauptträger- und Bewehrungsquerschnitte.

Unter den 32 weitgespannten Eisenbetonbalkenbrücken Deutschlands finden sich nunmehr fünf mit T- und drei mit Kastenquerschnitten<sup>9)</sup>. Der Verminderung des Eigengewichtes ist größte Bedeutung beizumessen; Eigengewichte von mehr als 1,9 t/m<sup>2</sup> an den Stellen der positiven Größtmomente in den weitgespannten Öffnungen bei ausreichender Bauhöhe müssen heute bereits als unvollkommene Lösungen betrachtet werden (vgl. hierzu Tafel 2).

**Die Hauptträger im Längenschnitt.**

Bei allen Bauwerken findet sich eine Einspannung der großen Träger über den Stützen in irgendeiner Form durch anschließende Öffnungen oder Kragarme, meist auch eine Unterteilung der größten Spannweite

durch einen Einhängeträger. Durch geeignete Anordnungen werden die Größtmomente an die Stützquerschnitte verlagert, bei denen sowohl eine entsprechende Vergrößerung im allgemeinen unschwierig möglich als auch die zugehörige Gewichtserhöhung von weit geringerem Einfluß auf die Gesamtmomente im Felde ist.

Von den 13 aufgeführten Brücken ist eine (1, 10) als freiaufflegender Träger mit Kragarmen ausgeführt, zehn sind Gerber-, zwei durchlaufende Träger (deren Stützweite verhältnismäßig beschränkt ist). Letztere sind durch Einhängeträger in mehrere Gruppen unterteilt. Dies ergibt die bei Gerberträgern ohnehin vorhandene notwendige Unterteilung in Arbeits- bzw. Betonierabschnitte als auch eine erwünschte Beschränkung der Längsverteilung durch entsprechende Wahl der Kragarmlängen usw. weitgehend beeinflussen. Dies gilt besonders bei Brücken mit zwei bzw. drei Öffnungen bzw. entsprechenden Abschnitten, bei denen nur Träger mit einem auskragenden Ende auftreten (Tafel 1, Brücke Nr. 2, 4, 5, 6). Bei mehrfeldrigen Trägern ist die Möglichkeit der willkürlichen Momentenverteilung jedoch bereits eingeschränkt, da in den Feldmitten der Träger mit beiderseitigen langen Kragarmen sowohl sehr große positive als auch erhebliche negative Momente auftreten, deren Aufnahme durch den an dieser Stelle leicht zu haltenden Träger Schwierigkeiten macht, die also eine bestimmte Größe nicht überschreiten dürfen. Außerdem treten in diesen Querschnitten weit größere Schwellbeanspruchungen, meist sogar Wechselbeanspruchungen auf, die den Gesamtsicherheitsgrad beeinflussen und entsprechend zu berücksichtigen sind. So zeigt sich z. B. beim Kragträger 2 der Innbrücke ( $l = 33,85$  m, beiderseitige Kragarme je 6 m, Tafel 2b Nr. 3) durch deren entlastende Wirkung nur mehr ein Eigengewichtsanteil von 38% des größten Gesamtmomentes; beim Kragträger 3 ( $l = 37,5$  m, beiderseitige Kragarme je 8 m) ergibt sich sogar nur ein Anteil von 25% des positiven Größtmomentes, wobei die Pendelung der Höchstwerte von  $-166$  tm bis  $+854$  tm geht. Es ist hierbei noch gelungen, was für eine gleichmäßige Beanspruchung der Träger gleichbleibender Höhe stets wünschenswert ist, annähernd gleiche positive Höchstmomente in den Hauptöffnungen zu erzielen. Die Größtstützweiten sind infolge dieser Zusammenhänge bisher mit dreifeldrigen Gerberträgern erreicht worden (vgl. Tafel 1, Nr. 4 u. 5).

Die Gesamtanordnung der Gerbertragwerke wird in starkem Maße durch die erreichbare Stützweite des Einhängeträgers beeinflusst. Die bisher ausgeführte Größtstützweite eines reinen Eisenbetonträgers ist 30 m (Tafel 2, Nr. 2), sie stellt für einen freiauffliegenden Träger eine erhebliche Weiterentwicklung dar. Das bisher größte positive Feldmoment, das für einen Träger überhaupt auftritt, beträgt 1600 tm (2b, 2). Bei einer Steigerung auf 2000 tm ergäbe sich bereits eine erreichbare Stützweite von rd. 35 m (bei 6 m Breitenanteil) ohne wesentliche Überschreitung der bisherigen Basis. Die Anschauung, daß freiauffliegende Eisenbetonträger nur für kleinere Stützweiten in Betracht kämen, dürfte durch die Ausführung der weitgespannten Einhängeträger widerlegt sein. Eine Zusammenstellung der wichtigsten Werte enthält Tafel 2 (a). Es ist daraus zu entnehmen, daß die zweckmäßige Trägerhöhe (bei normaler Bauhöhe) rd.  $1/10$  der Stützweite beträgt. Der Eigengewichtsanteil des Gesamtmomentes liegt zwischen 61 und 76%. Der untere Wert gilt für leichte Träger ( $g = 6,5$  bis  $7,5$  t/m) mäßiger Stützweite ( $l = 23,5$  bis  $25,3$  m), die oberen Werte für schwere Träger bzw. große Stützweiten. Für diese dürfte von vornherein ein Wert von 70 bis 73% angenommen werden können. Der Momentengrößtwert erreicht 1272 tm, ihm entspricht ein Moment bzw. eine Gesamtbewehrung je Breitenmeter der Brücke von 283 tm bzw. 100 cm<sup>2</sup>. In einem Falle (Nr. 4) wurde zur Erzielung niedrigster Bauhöhe ein steif bewehrter Einhängeträger verwendet, wobei die Stahlkonstruktion (St 52) das gesamte Eigengewicht, der Verbundquerschnitt die Verkehrslastwirkungen aufnimmt. Durch Einsparung an Höhe tritt hierbei eine gewisse, wenn auch nicht erhebliche Verminderung des Eigengewichtes je Flächeneinheit ein, demgemäß bleibt die Verteilung  $M_g : M_p$  ungefähr erhalten. Wesentlich anders liegen die Verhältnisse, wenn wie bei Nr. 1 ein Einhängeträger großer Stützweite (36 m) in reiner Stahlbauweise ausgeführt wird; hierdurch gelingt eine erhebliche Verminderung des Eigengewichtes in dieser Öffnung bis auf rd.  $1$  t/m<sup>2</sup> bei niedrigster Bauhöhe. Beide Arten der Verbindung von Eisenbeton- und Stahlbau geben für manche Fälle neue Möglichkeiten.

Für die Aufnahme der großen Stützenmomente können die Träger verbreitert, in der Höhe vergrößert und schließlich Druckplatten angeordnet werden. Eine Verbreiterung wird sich schon wegen der Unterbringung der Schrägeisen stets ergeben. Die Vergrößerung der Trägerhöhe ist am wirtschaftlichsten und auch konstruktiv am zweckmäßigsten. Trotzdem findet sich nur ein großes Bauwerk (mit mehr als drei Öffnungen), das mit Schrägen ausgeführt ist, die Innbrücke. Aus schönheitlichen Gründen sind in vielen Fällen Schrägen vermieden worden, wodurch

<sup>9)</sup> Kastenquerschnitt zur Aufnahme positiver Feldmomente.

sich außerordentlich starke Bewehrungen ergeben (vgl. Tafel 3, Brücke Nr. 2 u. 3; 4 u. 1). Man muß sich aber davor hüten, wie derzeit Neigung besteht, die der Eigenart des Baustoffes Eisenbeton entsprechenden Schrägen generell abzulehnen. Bei deren straffer Führung und sonst wohl- abgewogenen Abmessungen des Tragwerkes (Höhe, Auskragung, Pfeilerdicke, Höhe über Grund) lassen sich auch mit Vouten ausgezeichnete Wirkungen erzielen (Abb. 3). Druckplatten sind, abgesehen von den Kastenquerschnitten, nur in zwei Fällen angewendet worden. Der Kastenquerschnitt bietet bei großen Ausführungen auch bezüglich der Anpassung an den Verlauf der Stützenmomente Vorteile. Welcher Fortschritt hinsichtlich der Querschnittausbildung und Gewichtsminderung z. B. seit 1930 erzielt worden ist, zeigt ein Vergleich der Stützenmomente je m Brückenbreite bei der damals größten Brücke — Donaubrücke Großmehring — und der neuen Saalebrücke Bernburg — Tafel 5 —.

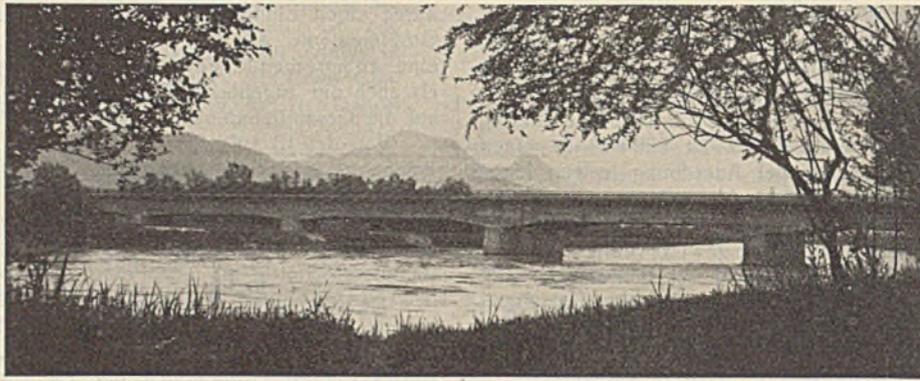


Abb. 3. Reichsautobahnbrücke über den Inn bei Pfraundorf.

Tafel 5.

Bauwerk	Klasse	$l$ m	$l_1$ m	Stützen- moment tm/m	$M_g$ $M_p$ %	Feldmoment des Ein- hängerträgers tm/m	$H$ (Stütze) m
Donaubrücke Großmehring . . .	II	61,5	24,5	1280	78 22	193	5,40
Saalebrücke Bernburg	I	67,78	27,0	1080	72 28	200	3,95

Zu den schwierigsten Punkten gehören die Auflagernasen der Einhänge- bzw. Kragträger. Die Höchstwerte der dort zu übertragenden Kräfte liegen zur Zeit bei rd. 200 t. Sorgfältigste Durchbildung der Bewehrung und Erfassung aller Kraftwirkungen sind Voraussetzung für konstruktives Gelingen. Bei den bisher ausgeführten Bauwerken sind jedoch im Gegensatz zu früher Schwierigkeiten nicht aufgetreten.

Die auftretenden Betonzugspannungen gehen rechnermäßig bis 55 kg/cm<sup>2</sup>, doch konnten an den Bauwerken bisher weder Risse noch irgendwelche Schäden festgestellt werden. Bei genügender Konstruktionshöhe ergibt sich aber auch bei erheblich größeren Momenten keine sehr wesentliche Zunahme der Zugspannungen. Die Frage der Zugspannung soll gelegentlich gesondert behandelt werden.

Welche Möglichkeiten sich im übrigen ergeben, wenn statt St 37 der St 52 verwendet wird und gegebenenfalls auch die zulässigen Betonspannungen erhöht werden, kann aus jeder geeigneten Bemessungstabelle entnommen werden; ich möchte jedoch davon absehen, theoretische Spannweitengrenzen hier abzuleiten. Ob es zweckmäßig wäre, die zulässige Beanspruchung von Plattenbalken wesentlich zu erhöhen, soll dahingestellt bleiben. Dagegen wäre es zu begrüßen, wenn eine Bemessung mit einer verschiedenen Bewertung der Sicherheit hinsichtlich der ständigen Last  $g$  und der Verkehrslast  $p$  allgemein bei größeren Bauwerken eingeführt würde, da sich in diesem Falle die an den meisten Stellen der Bauwerke vorhandenen günstigen Verhältnisse von  $M_g : M_p$  auswirken könnten.

#### Bewehrung.

Die großen Bewehrungsquerschnitte und Häufung der Eisen erfordern große Durchmesser, die derzeitigen Vorschriften über Stoßverbindungen große Längen, da Stöße sowohl unwirtschaftlich als auch schwer unterzubringen sind. Bei fast allen Bauwerken sind Stöße durch lange Eisen und entsprechende Anordnung vermieden worden. Die bisher verwendete ungestoßene Höchstlänge war 47,5 m. Als zweckmäßige Durchmesser haben sich 45 und 50 mm erwiesen, in drei Fällen ist Durchmesser 58 mm verwendet worden. Im allgemeinen hat St 37 Verwendung gefunden, nur einmal St 52. Dies ist erstaunlich, da die einschlägigen Bedingungen der DIN 1075 § 14, 1 bei derartigen Bauwerken ohnehin erfüllt sein müssen und sich bei St 52 die konstruktiv nicht leicht zu bewältigende Häufung der Eisen in der Nähe der Auflager verringern würde. Der Sicherung des Verbundes ist größte Sorgfalt zu widmen. Es erscheint nicht ausgeschlossen, daß neuere Erkenntnisse zur Verwendung von querprofilierter Eisen und anderen Vorkehrungen zur Sicherung des

Verbundes und Verringerung der Rissebildung<sup>10)</sup> führen. Führung und Aufteilung der Bewehrung erfordern besondere Sorgfalt in konstruktiver und praktischer Hinsicht (Einbau).

#### Auflagerung.

Entsprechend dem hohen Eigengewicht und der Lastkonzentration auf eine geringe Trägeranzahl ergeben sich große Auflagerkräfte. Sollen ein einwandfreies Kräftefeld erzielt und Nebenspannungen vermieden werden, so erscheint es nicht zweckmäßig, die Breite der Auflager wesentlich größer als die Trägerbreite im Stützquerschnitt zu machen. Dadurch scheiden bei größeren Brücken Eisenbetonpendel mit Bleiplatten aus, da sich diese bei hinreichender Zentrierung nur bis etwa 250 t/m ausführen lassen, die Lagerlänge unter obigem Gesichtspunkte aber etwa 1,20 bis 1,50 m nicht übersteigen wird. Vergleichsrechnungen für höhere Drücke haben ergeben, daß es wirtschaftlich auch nicht zweckmäßig ist, Eisenbetonpendel mit Stahlgußwälzkörpern anzuwenden, da mit dem gleichen Stahlaufwande meist bereits Stahlpendel eingebaut werden können. Diese bzw. stählerne Rollenlager besitzen dabei den Vorteil wesentlich geringerer Bauhöhe und geringerer Widerstände. Für die beschränkten Raumverhältnisse an den Auflagerpunkten der Einhänge- träger kommen ohnehin nur Stahlager niedrigster Bauhöhe in Betracht. Für die festen Auflager sind durchweg Bleiplatten verwendet worden. Unbedingt erforderlich ist es, bei den auf kleiner Fläche angreifenden großen Auflagerkräften für entsprechende Aufnahme und Verteilung im Betonquerschnitt zu sorgen. Nicht alle Bauwerke entsprechen den hier zu stellenden Forderungen.

Die Vergrößerung der Länge zusammenhängender Abschnitte bringt gegenüber den älteren Bauwerken auch wesentlich vergrößerte Längsbewegungen infolge Wärmewechsel und Schwinden. Diese lassen gegebenenfalls eine zunächst außermittige Anordnung der Lagerrollen zweckmäßig erscheinen; bei der Innbrücke wurde wohl erstmals demgemäß verfahren.

Bei dieser Gelegenheit möchte der Verfasser anregen, bei allen größeren Bauwerken vom Zeitpunkt der Absenkung an systematische Messungen der Längenänderungen unter Berücksichtigung der Außentemperaturen auf genügend lange Zeit durchzuführen, da hierdurch zweifellos wertvolle Erkenntnisse über die Längsschwindung derartiger Baukörper im Großversuch gewonnen werden können. Die Durchführung dürfte voraussichtlich durch selbstschreibende Geräte, die allerdings erst zu entwickeln wären, möglich sein. Auch hinsichtlich der elastischen und plastischen Eigenschaften des Betons ließen sich durch systematische Messungen an den großen Öffnungen der Brücken ergänzende Ergebnisse gewinnen.

#### Betonierung.

Besondere Probleme treten hinsichtlich der zusammenhängenden Betonierung auf, die jedoch hier im Hinblick auf die Aussprache am Brückenbaukongreß ebenso wie die besonderen Fragen der Sicherheit und Rissebildung nur gestreift werden sollen.

Tafel 6 gibt einen Überblick über Länge und Fläche zusammenhängender Bauabschnitte. Aus der Fläche kann unter Einschätzung der nicht bei allen Brücken genau erfaßten mittleren Betondicke für 1 m<sup>2</sup> (i. M. 65 bis 70 cm, bei den größten bis über 90 cm) auch die in einem Zuge zu bewältigende Betonmasse überschlägig ermittelt werden. Die durchlaufenden Träger schneiden hierbei naturgemäß besonders ungünstig ab.

Tafel 6.

Bauwerk Nr.	1	2	3	4	9	10	11	12
1 Länge m	68,8	46,2	53,5	34,4	29,6	53,0	83	74,3
3 Fläche m <sup>2</sup>	848	415	503	456	424	657	871	900

Vor allem gilt es, Formänderungen des Gerüsts ganz oder teilweise auszuschalten bzw. den Betonierungsvorgang so einzurichten, daß mäßige Einsenkungen des Gerüsts unschädlich bleiben. Besonders unangenehm wirken sich hierbei ungleichmäßige Zusammendrückungen aus (z. B. an den Endböcken größerer Lehrgerüstöffnungen, am Übergang von den Pfeilern in die Öffnungen usw.). Die Verhältnisse liegen beim großen Balken gegenüber den Bogen wesentlich ungünstiger, die Belastung je Binder ist im allgemeinen wesentlich höher (6 bis 8 t/m) und eine Lamellenbetonierung im Sinne der Gewölbebetonierung kaum möglich. Die engen

<sup>10)</sup> Emperger, Die Rißfrage bei hohen Stahlspannungen usw. Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

Schalungsräume und dichte Bewehrung erfordern bei allen größeren Ausführungen besondere Maßnahmen für Einbringung des Betons und satte Ausfüllung. Die Betoniergeschwindigkeit ist durch verwickelte Trägerform und starke Bewehrung begrenzt; eine Stundenleistung von etwa  $15 \text{ m}^3$  (feste Masse) wird derzeit die obere Grenze darstellen. Die bei zunehmender Belastung auftretenden Verformungen treffen also bei von unten nach oben über die ganze Fläche fortschreitender Betonierung großer Tragwerke bereits abgedundenen oder anfangserhärteten Beton und rufen damit Risse oder zumindest eine von den Annahmen sehr verschiedene Spannungsverteilung hervor. Als erste Maßnahme ist ein sehr steifes und setzungssicheres Lehrgerüst zu fordern, eine Forderung, die sich aber im allgemeinen und besonders bei größeren Durchfahröffnungen usw. nicht restlos erfüllen läßt. Darüber hinaus stehen zwei Möglichkeiten offen:

1. Unschädlichmachung von Lehrgerüstsenkungen durch Offenhaltung der Trägerabschnitte über den Stützen bis zur Erreichung eines Gleichgewichtszustandes der Unterstützung oder Anwendung eines durchlaufenden Gerüstes;
2. Ausschaltung von Lehrgerüstsenkungen durch eine geeignete Vorbelastung.

Obwohl diese Gesichtspunkte seit langer Zeit bekannt sind, hat sich eine einheitliche Ansicht über die zweckmäßige Betonierung noch nicht gebildet. Soweit Aufschlüsse über die angewandten Verfahren gewonnen werden konnten, wurden die meisten<sup>9)</sup> Bauwerke in durchlaufender Betonierung hergestellt. Bei zweien (Bernburg und Denkendorf) wurden die Trägerabschnitte über den Stützen nachträglich geschlossen. Eine regelrechte Vorbelastung des Gerüstes wurde bisher nur einmal, an der Innbrücke, durchgeführt<sup>11)</sup>. Es muß festgestellt werden, daß es auch mit durchlaufender Betonierung, die am einfachsten durchzuführen ist, gelungen ist, vollkommen rissefreie und einwandfreie Tragwerke zu erzielen. Bei einer weiteren Steigerung von Stützweiten und Trägerhöhen wird aber schließlich doch die sicherste Methode der Vorbelastung anzuwenden sein. Im übrigen haben die bisherigen Ausführungen hinreichend bewiesen, daß es heute mit Sicherheit und Regelmäßigkeit gelingt, verwickelte und höchstbeanspruchte Eisenbetonkörper in bester Güte herzustellen, daß also die von mißgünstiger oder nicht ausreichend kundiger Seite gelegentlich geäußerten Bedenken der Grundlage entbehren.

#### Gestaltung und Bearbeitung.

Daß mehr Wert als früher auf eine schönheitliche Gestaltung gelegt wird, muß mit Genugtuung erfüllen, werden doch Bauwerke gerade der Anfangszeit des dritten Reiches späteren Generationen als Maßstab dienen. In stärkstem Maße ist die Gesamtwirkung durch Form und Zusammenklang der Masse beeinflusst. Die ausgeführten Bauwerke dürften in dieser Richtung alle berechtigten Ansprüche erfüllen. Vielfach entsprangen sie glücklicher Verbindung von Architekt und Ingenieur, die heute bereits von der Schule an gepflegt werden sollte. Bauen, auch der Brückenbau, ist eine Kunst, und nicht jeder, vor allem auch nicht jeder Architekt, ist zum Brückenbau berufen.

<sup>11)</sup> Der Melan-Einhängeträger der Saalebrücke Bernburg wurde ebenfalls vorbelastet.

## Der Einfluß des Dammes auf flachgegründete Brückenwiderlager bei nachgiebigem<sup>1)</sup> Baugrund.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. H. Leussink, Freiberg i. Sa..

(Mitteilungen aus dem Erdbaulaboratorium der Bergakademie Freiberg i. Sa.).

Wenn ein Brückenbauwerk auf einem Untergrund errichtet werden soll, der weiche Schichten wie Schlamm, plastischen Ton, Moor od. dgl. enthält, so lassen sich Setzungen bekanntlich nur dadurch vermeiden, daß man die zusammendrückbaren Schichten durchfährt oder daß man aus der Baugrube so viel aushebt, wie das Bauwerk wiegt. Sehr oft sind diese beiden Wege aus wirtschaftlichen oder rein technischen Gründen nicht gangbar, so daß man wohl oder übel das Bauwerk auf die nachgiebige Schicht flachgründet und somit Setzungen in Kauf nehmen muß. Oft aber sind solche Bauwerksetzungen auch durchaus erwünscht; z. B. heißt es in den Richtlinien für Fahrbahndecken der Reichsautobahnen, Teil I, S. 7<sup>2)</sup>: „Solche ungleichmäßige Setzungen können auch dann zustande kommen, wenn die Last der Dämme nachgiebige Schichten im Untergrund zusammendrückt, während tiefgegründete Bauwerke sich kaum setzen. Kleine Bauwerke im Zuge von hohen Dämmen wird man aus diesem Grunde u. U. zweckmäßig flach („schwimmend“) gründen.“

<sup>1)</sup> Obwohl natürlich jeder Baugrund „nachgiebig“ ist, wird unter „nachgiebigem Baugrund“ im folgenden nur der Untergrund verstanden, dessen Formänderungen ein in normaler Bauweise errichtetes Bauwerk schädigen oder wenigstens unerwünschte Erscheinungen bei ihm hervorrufen würden.

<sup>2)</sup> Richtlinien für Fahrbahndecken der Reichsautobahnen; Ausgabe April 1936; herausgegeben von der Direktion der Reichsautobahnen im Einverständnis mit dem Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen. Zu beziehen durch die Buchdruckerei E. Mauksch, Freiberg i. Sa.

Die erhöhten Ansprüche hinsichtlich des Aussehens der Bauwerke haben in letzter Zeit oft auch zur Bearbeitung der meist großen Sichtflächen geführt. In vielen Fällen mag diese Bearbeitung berechtigt sein, beim städtischen Bauwerk und solchen, die naher Besichtigung ausgesetzt sind. Es darf aber nicht übersehen werden, daß gegebenenfalls durch die Bearbeitung eine natürliche Schutzhaut wieder beseitigt wird. Auch vom Standpunkte der Eigengewichtersparnis darf diese Frage nicht ganz außer Betracht bleiben; die manchmal durchgeführte kräftige Bearbeitung erfordert eine stärkere Überdeckung der äußersten Eisen, wodurch eine bereits merkbare Gewichtserhöhung eintreten kann. Lebendigkeit der Fläche ist auch bei einem guten schalungsrauhem Beton vorhanden — die Schalungsrichtung muß dann natürlich der Trägerform angepaßt werden —, und die Farbe kann durch Zuschlagstoffe, Zement und Zusätze beeinflusst werden.

#### Zusammenfassung und Schlußfolgerungen.

Die Berichtszeit brachte wesentliche Fortschritte, durch die Ausführungen der letzten Jahre dürfte Deutschland die erste Stelle im Bau vollwandiger weitgespannter Eisenbetonbalkenbrücken einnehmen. Die Ausführung konnte ohne Schwierigkeiten geschehen, bei keinem Bauwerk haben sich bisher irgendwelche nachteilige Erscheinungen gezeigt. Auch unter den derzeitigen Beanspruchungsvorschriften ist wirtschaftlich und technisch noch eine erhebliche Spannweitensteigerung möglich. Das Verhältnis  $g:p$  sollte nach einem geeigneten Verfahren bei der Bemessung berücksichtigt werden, d. h. mit verschiedenen Sicherheitsgraden für Eigengewicht und Verkehr entworfen werden. Das Eigengewicht ist hierbei durch zweckmäßige Ausbildung des Brücken- und Trägerquerschnitts ebenso wie jenes der Fahrbahnbeläge möglichst niedrig zu halten. Für große Ausführungen kommen nur T- oder Kastenquerschnitte in Betracht. Die Anwendung von St 52 für die Bewehrung ist bisher selten geblieben, Gerüstverformungen werden am besten durch Vorbelastung ausgeschaltet.

Die Zusammenstellung sollte Bauherren und Entwurfsbearbeitern einen Überblick über das bisher Erreichte und die hierzu aufgewendeten Mittel geben und zeigen, daß auch noch gesteigerte Anforderungen erfüllbar sind. Nur die Stellung großer und schwieriger Aufgaben, die über alte Grenzen hinausgreifen, bringt Weiterentwicklung und Fortschritt. Aus diesem Grunde und im Interesse der Fortentwicklung sollte dem Eisenbetonbau auf dem Gebiete des Großbrückenbaues in Deutschland in noch stärkerem Maße als bisher die Möglichkeit zur Lösung wirklich großer Aufgaben gegeben werden.

#### Quellenverzeichnis.

(Zu Tafel 1, Sp. 17, S. 630.)

- (1) Bautechn. 1933, Heft 49/50, S. 659 ff.
- (2) Bautechn. 1936, Heft 10, S. 144 ff.
- (3) B. u. E. 1935, Heft 3, S. 37 ff.; Bauing. 1935, Heft 31/32.; Bautechn. 1934, Heft 10.
- (4) Bautechn. 1936, Heft 15, S. 217 ff.
- (5) Bautechn. 1936, Heft 8, S. 124 ff.
- (6) Hochtief-Nachrichten, September 1934.
- (7) B. u. E. 1936, Heft 1, S. 4 ff.
- (8) B. u. E. 1936, Heft 1, S. 1 ff.
- (9) Bauing. 1935, Heft 39/40, S. 405 ff.

Die Aufgabe des Geoingenieurs ist dabei nicht nur die Erkundung des Untergrundes, sondern auch die zweckmäßigste konstruktive Ge-

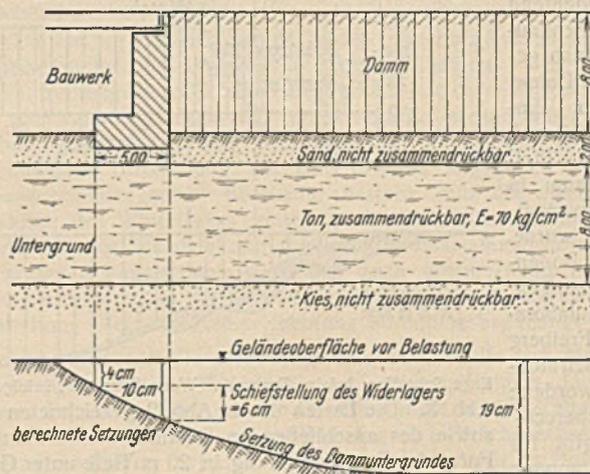
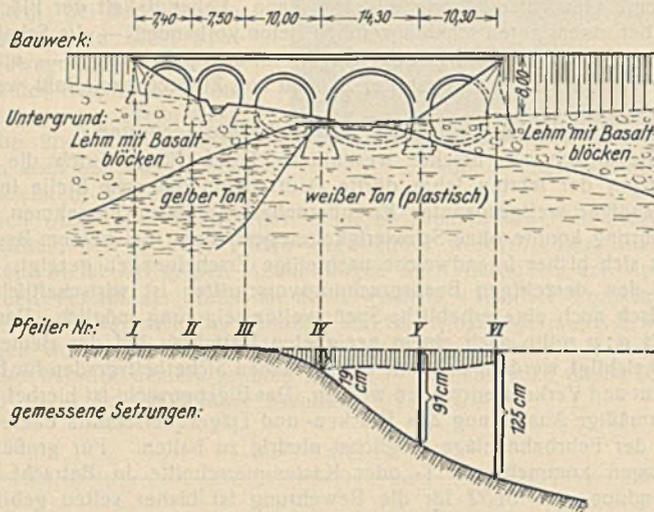


Abb. 1. Setzungsmulde infolge der Dammlast.

staltung des Bauwerks, von dem das Widerlager im folgenden behandelt werden soll.

Den wesentlichsten Einfluß auf die Größe und Gestalt der Setzungen des Widerlagers hat fast immer die Dammlast; denn für die Setzungen ist nicht nur die Größe der Bodenpressung, sondern auch die Größe der belasteten Fläche oder, anders ausgedrückt, die absolute Größe der Last maßgebend. Wenn also auch in den üblichen Fällen die Bodenpressung unter dem Damm kleiner ist als unter dem Widerlager, so ist doch die Sohlfläche eines Dammes und damit die Gesamtlast um vieles größer als beim Widerlager (s. dazu Abb. 3). Man kann sich den Damm als Platte ohne Biegefestigkeit ( $EJ=0$ ) denken, für die man auf Grund der



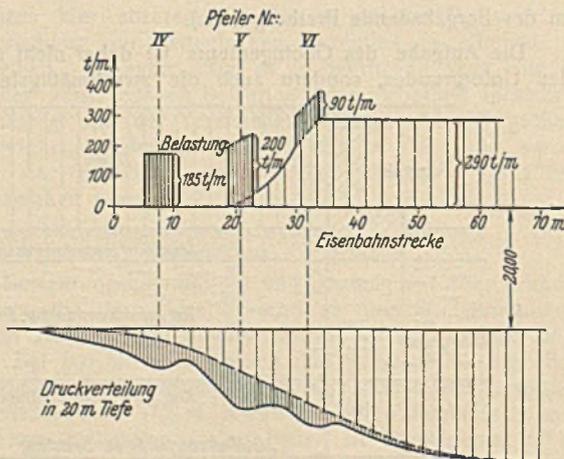
Der schraffierte Teil der Setzungen läßt sich aus dem Brückengewicht berechnen. Der übrige Anteil ist auf den Dammeinfluß zurückzuführen.

Abb. 2. Setzungsmulde infolge hohen Dammes und Tonuntergrundes (Elbbach-Brücke bei Willmenrod im Westerwald).

Theorie des elastischen Halbraumes die Setzung jedes einzelnen Punktes angeben kann. So ergibt sich z. B. für einen 8 m hohen Damm (Raumgewicht des Schüttgutes  $\gamma = 1,85 \text{ t/m}^3$ ) einer Landstraße (Kronenbreite = 10 m) die in Abb. 1 dargestellte Setzungsmulde. Dabei ist angenommen, daß unter dem Damm eine 2 m mächtige Sandschicht liegt; darunter folgt 8 m plastischer Ton mit einer mittleren Kompressionsziffer von  $E = 70 \text{ kg/cm}^2$ . Das Liegende des Tones besteht aus festgelagertem Kies. Dieser und der Sand sollen nicht zusammendrückbar sein; wie das der Wirklichkeit praktisch genau entspricht. Wie die Abb. 1 deutlich zeigt, entsteht durch die Dammlast eine Setzungsmulde, die sich bis unter das Widerlager erstreckt. Demzufolge wird dieses mit in die Mulde hineingezogen; es muß sich schief stellen. Für die dargestellten Untergrundverhältnisse beträgt die Schiefstellung 6 cm.

Die Muldenbildung infolge der Dammlast sei an folgenden Beispielen gezeigt, bei denen die Setzungen sorgfältig gemessen wurden.

1. So traten bei der Wölbbrücke über das Elbbachtal bei Willmenrod im Westerwald (Eisenbahnstrecke Hadamar—Westerburg) innerhalb von  $1\frac{1}{2}$  Jahren nach Dammschüttung die in Abb. 2 dargestellten Pfeiler-setzungen ein. Dabei senkten sich zunächst die drei rechten Pfeiler (IV, V und VI) annähernd gleich stark ( $\frac{1}{2}$  Jahr nach Baubeginn: 5 bis 8 cm). Sobald aber die Dammschüttung das Widerlager VI erreichte, zeigte dieses bedeutend größere Senkungen. Ebenso gewann der Damm allmählich Einfluß auf Pfeiler V, während Pfeiler IV kaum in Mitleidenschaft gezogen wurde. Die durch Bodenuntersuchungen im Erdbaulaboratorium Freiberg nachträglich möglich gewordene Setzungsberechnung ergibt für die Setzungen infolge einer Bauwerks- und Verkehrslast den in Abb. 2 schraffierten Anteil, während der übrige Anteil durch den Damm erklärt werden kann.



Enge Schraffur: infolge Bauwerk. Weite Schraffur: infolge Damm. Abb. 3. Die Lasten der in Abb. 2 gezeichneten Brücke sowie des anschließenden Dammes und die ungefähre Form der Druckverteilung in 20 m Tiefe unter Gelände. infolge einer Bauwerks- und Verkehrslast den in Abb. 2 schraffierten Anteil, während der übrige Anteil durch den Damm erklärt werden kann.

Dies wird ohne weiteres klar, wenn man sich einmal die Lasten betrachtet, die je lfdm Eisenbahnstrecke auf den Untergrund übertragen werden (s. Abb. 3).

Die Form der Druckverteilungskurve in 20 m Tiefe unter Gelände sieht ungefähr so aus, wie Abb. 3 zeigt. Es wurde angenommen, daß sich der Druck unter einem Winkel von  $45^\circ$  zur Senkrechten verteilt. Man sieht, wie gering der Anteil des Bauwerks gegenüber dem des Dammes ist und wie die Dammsetzungsmulde durch die Druckverteilung bedingt ist.

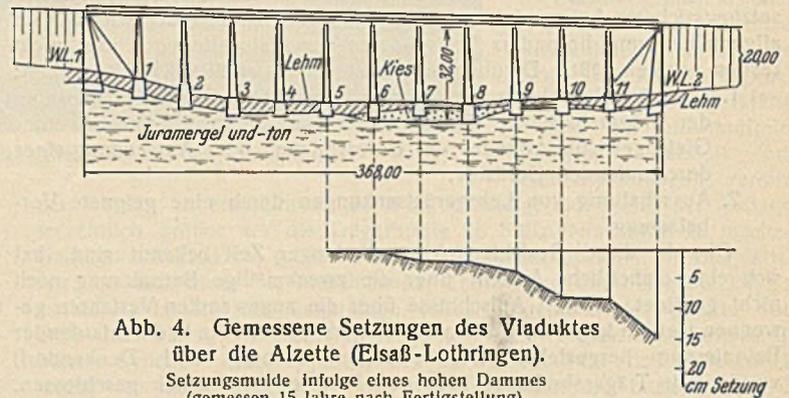


Abb. 4. Gemessene Setzungen des Viaduktes über die Alzette (Elsaß-Lothringen). Setzungsmulde infolge eines hohen Dammes (gemessen 15 Jahre nach Fertigstellung).

2. Sehr gut ist auch die Muldenbildung in Abb. 4 zu erkennen (Viadukt über das Tal der Alzette in Elsaß-Lothringen). Hier muß der Sitz der Hauptsetzung in größerer Tiefe gesucht werden, da der Dammeinfluß sich fast bis zur Mitte des Viaduktes (etwa 150 m weit!) bemerkbar macht.

Wird nun die nach Abb. 1 sich ergebende Schiefstellung des Widerlagers nicht dadurch verhindert, daß es sich sozusagen gegen den Damm lehnt? Leider ist dies in den hier betrachteten Fällen nicht zu erwarten,

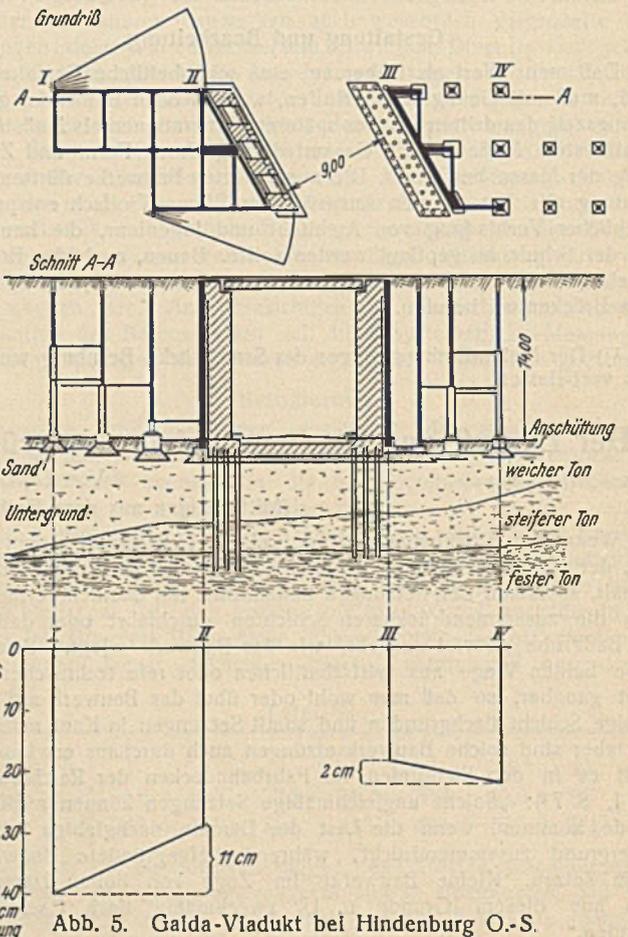


Abb. 5. Gaida-Viadukt bei Hindenburg O.-S.

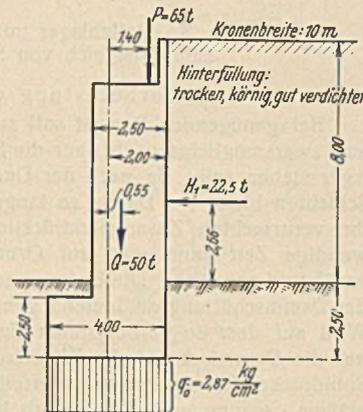
da der Dammkörper sich ja ebenfalls in die Setzungsmulde hinein verdreht. Die Praxis bestätigt, daß die durch die Dammlast verursachte Schiefstellung des Widerlagers oft nicht durch den passiven Erddruck des Dammes verhindert wird.

3. Ein Beispiel hierfür ist der Gaida-Viadukt bei Hindenburg O.-S. (Abb. 5). Der aufgelöste, eigenartig gestaltete Widerlagerkörper (s. darüber weiter unten!) ist auf Einzelstützen flachgegründet, während die eigent-

lichen Tragwerkstützen unabhängig davon auf Pfählen stehen. Auch hier ist eine deutliche Schiefstellung der gesamten Widerlagerkonstruktion festzustellen. Diese erklärt sich aus der Setzungsmulde des Dammes. Inwieweit die passive Mantelreibung der Pfähle noch von Einfluß sein kann, soll hier nicht erörtert werden. Auch beim rechten Widerlager hat sich der dammseitige Teil mehr gesetzt als der überbauseitige, obwohl die Mächtigkeit der schlechten Schichten von links nach rechts abnimmt.

Wenn die Schiefstellung durch den passiven Erddruck verhindert würde, dann müßte das hier bei den hohen Dämmen ganz besonders der Fall sein. Das Beispiel zeigt also deutlich, daß mit einem Wirksamwerden des passiven Erddrucks bei Anwesenheit weicher Schichten im Untergrund nicht zu rechnen ist.

Fall I: Der sich nach der klassischen Erddrucktheorie ergebende aktive Erddruck ist voll wirksam. Dieser Fall wird den statischen Berechnungen meist zugrunde gelegt.



Fall II: Nach einem Ausweichen des Widerlagers um 3,2 mm ( $= 4 \cdot 10^{-4} \cdot 8,00$  m) ist nur noch der vierte Teil des sich aus dem Fall I ergebenden Erddruckes wirksam. Dieser Fall II müßte der Senkungsermittlung zugrunde gelegt werden.

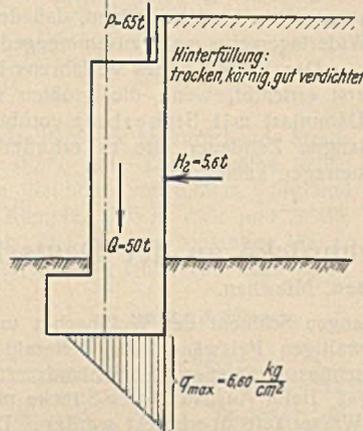


Abb. 6. Die mögliche Veränderung der Sohldruckverteilung unter einem Widerlager bei Ausweichen der Stützwand um 3,2 mm.

Im Gegenteil, es ist vielmehr zu erwarten, daß in diesen Fällen nicht einmal der volle aktive Erddruck wirkt. Zu dieser Annahme führt folgende Überlegung: Die in Abb. 1 dargestellten Formänderungen des Untergrundes infolge der Dammauflast bewirken, daß der Damm sich ebenfalls etwas in die Setzungsmulde hineindreht. Es ist zu erwarten, daß er hierbei etwas vom Widerlager abrückt; vor allem, wenn man bedenkt, daß ein so hoher Damm meistens auch noch eine gewisse Eigensetzung erleidet. Dies muß einen Einfluß auf Größe, Richtung und Lage des Angriffspunktes des Erddrucks des Dammes haben. Es ist bekannt, daß bei nachgiebigen Stützwänden der nach der klassischen Erddrucktheorie errechnete aktive Erddruck bei weitem nicht erreicht wird. Ähnlich werden die Verhältnisse auch liegen, wenn nicht die Stützwand ausweicht, sondern wenn der Damm beim Hineindreuen in die Setzungsmulde von der Stützwand abrückt. Es liegen darüber zwar noch keine unmittelbaren Versuche vor. Um aber über die hierbei in Frage kommende Größenordnung der Druckminderung und der dazu notwendigen Bewegung eine Vorstellung zu bekommen, kann man die Versuche zu Hilfe nehmen, die den Einfluß des Ausweichens der Stützwand zeigen. So fand z. B. Terzaghi<sup>3)</sup>, daß bei einer gut verdichteten Schüttung aus trockenem Sande die waagerechte Komponente  $H$  des Erddrucks  $E$  schon nach einem Ausweichen der Stützwand um etwa  $4 \cdot 10^{-4}$  der Schütthöhe  $h$  auf den vierten Teil des nach der klassischen Theorie berechneten aktiven Erddrucks sank. Wenn also derartig kleine Bewegungen schon genügen, um den Erddruck auf einen geringen Bruchteil des anfänglichen bzw. berechneten Wertes abfallen zu lassen, so kann man wohl annehmen, daß dieser Einfluß bei Setzungsbewegungen auch auftreten wird.

Die Folgen, die aus einer solchen Minderung des Erddrucks für die Sohldruckverteilung entstehen können, sind aus Abb. 6 zu ersehen. Diese

Veränderung der Sohldruckverteilung ist die zweite wichtige Wirkung, die sich aus der Setzung des Dammes ergibt; in dem Beispiel der Abb. 6 bedeutet sie die Umwandlung des theoretisch gleichmäßig verteilt errechneten Sohldrucks in eine dreieckförmige Verteilung mit dem größten Druck an der Dammsseite. Entsprechend dieser neuen Sohldruckverteilung wird auch die unmittelbare Setzung des Widerlagers verlaufen, d. i. die Setzung, die aus der von ihm übertragenen Überbaulast und aus seinem Eigengewicht folgt. Zu der oben gezeigten Ursache der Schiefstellung, nämlich der Setzungsmulde des Dammes, kommt jetzt also noch die Ungleichmäßigkeit der Sohldruckverteilung hinzu. Beide wirken in derselben Richtung.

4. Daß diese Verhältnisse tatsächlich eintreten, beweist das Verhalten der in Abb. 7 dargestellten Straßenbrücke. Der hier angetroffene Untergrund ist stark zusammendrückbar, so daß die Schiefstellung einige Dezimeter ausmacht. Die beiden Ursachen sind: 1. die Setzungsmulde des ungefähr 10 m hohen Dammes, die sich bei der großen Fundamentfläche (10 m lang in Richtung der Brückenachse) hier besonders gut auswirken kann; 2. das NichtWirksamwerden des aktiven Erddrucks. Bei der Planung wurde mit einem bedeutenden Erddruck gerechnet, nach den bisherigen Anschauungen auf diesem Gebiete mit vollem Recht. Aus Abb. 7 geht hervor, wie sich die Bodenpressung mit und ohne Berücksichtigung des Erddrucks rechnerisch ergibt. Der Betrag der Schiefstellung ist aus Abb. 7 zu ersehen. Aus dem Vergleich der Schiefstellung der Widerlagersole zum Beginn der Dammschüttung (gestrichelte Linie in Abb. 7) mit der Schiefstellung nach fünfmonatiger Setzungszeit (ausgezogene Linie) des Dammes (von da ab nehmen die Setzungen nur noch langsam zu) geht der große Einfluß des 10 m hohen Dammes hervor.

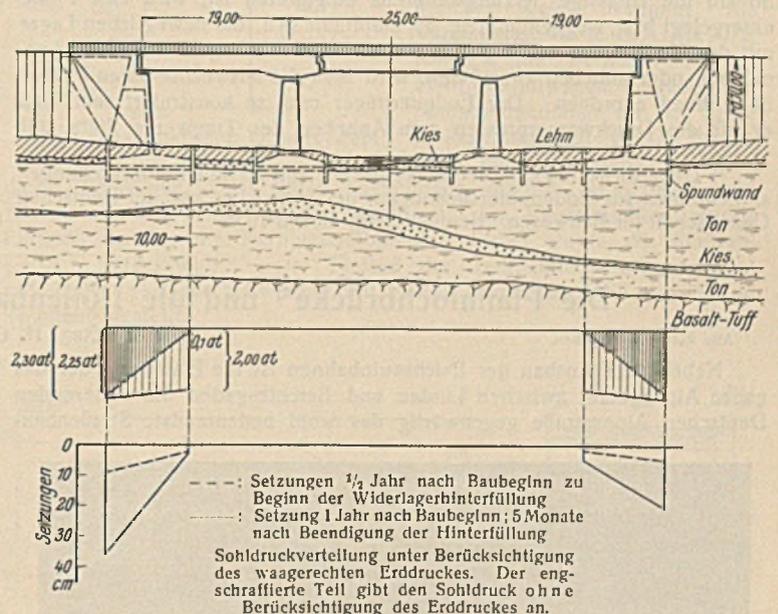


Abb. 7. Straßenbrücke.

Trotz einer Schiefstellung von 15 bzw. 35 cm ist der Brücke nichts passiert, da auf Grund von Bodenuntersuchungen das Verhalten des Untergrundes vorausgesagt werden konnte, so daß daraufhin die Konstruktion entsprechend gestaltet wurde.

Bisher war nur die Rede von der reinen lotrechten Zusammendrückung des Untergrundes als Ursache der Schiefstellungen. Bei Tonen mit niedrigem Reibungswinkel können die Verhältnisse durch Ausquetschungen u. dgl. noch verwickelter werden. Diesen Einfluß rechnerisch zu erfassen, ist bis heute unmöglich. Wohl aber kann durch eine genaue physikalische und geologische Erforschung des Untergrundes angegeben werden, ob eine Ausquetschungsgefahr überhaupt besteht. Für die zweckmäßigste Konstruktion des Widerlagers gelten in diesem Falle dieselben Grundsätze wie bei der Schiefstellung durch reine Zusammendrückung; denn eine etwaige Ausquetschung wird sich auch entsprechend der Druckverteilung einstellen; es sei denn, daß aus rein geologischen Gründen die Ausquetschung nach irgendeiner Richtung besonders begünstigt ist.

Welches sind nun die praktischen Folgerungen, die sich für die Bauweise flachgegründeter Widerlager auf setzungsfähigem Untergrunde ergeben? Es sollen dabei nur die Gesichtspunkte berücksichtigt werden, die sich aus der Schiefstellung des Widerlagers in Brückenachse bzw. aus Setzungsunterschieden zwischen Pfeiler und Widerlager in Brückenachse ergeben.

Die Schiefstellung des Widerlagers braucht nicht gefährlich für das Brückenbauwerk zu werden, wenn man auf Grund eingehender boden-

<sup>3)</sup> Terzaghi, Large Retaining Wall Tests. Eng. News-Rec. 1934, Vol. 112, S. 136, 259, 316, 403 u. 503.

mechanischer Voruntersuchungen<sup>4)</sup> und Vorausberechnungen die Brücke entsprechend entwirft (statisch bestimmtes System; genügende Abrolllänge des beweglichen Lagers usw.). Da dies jedoch nicht überall möglich ist und weil größere Verkippungen unangenehm ins Auge fallen, so wird man im allgemeinen bestrebt sein, Schiefstellungen des Widerlagers zu vermeiden. Bei der Auswahl unter den verschiedenen Möglichkeiten, die Schiefstellung zu verhindern bzw. zu mildern, muß immer der zeitliche Einfluß berücksichtigt werden. Die setzungsfähigen Erdstoffe — vor allem Ton — haben meist eine sehr geringe Durchlässigkeit, so daß der Verlauf der Setzungen nur sehr langsam vor sich geht.

Praktisch kommen für die besprochenen Verhältnisse vor allem folgende Ausführungen in Betracht:

#### 1. Ausgleich der Höhenunterschiede durch geeignete Lager.

Wenn die Möglichkeit besteht, daß nicht nur eine Schiefstellung des Widerlagers zustande kommt, sondern daß bei engem Pfeilerabstand oder bei großer Tiefe des Hauptsitzes der Setzungen die Dammwirkung sich bis unter die anderen Brückenpfeiler erstreckt (s. Beispiel Eibbach-Brücke, Viadukt über die Alzette, Abb. 2 u. 4), dann kann die Anordnung von Lagern in Betracht kommen, deren Höhe verändert werden kann. Diese Maßnahme ist besonders dann angebracht, wenn bei durchlaufenden Trägern die errechnete Stützensenkung unzulässige Spannungen im Tragwerk hervorrufen würde.

Ein solches Lager ist in Abb. 8 schematisch dargestellt. Es sind folgende Gesichtspunkte zu beachten: Die Höhe der einzelnen Platten richtet sich nach dem Betrage der Setzungsdifferenz zwischen den einzelnen Stützpunkten, die noch gerade zulässig ist. Da die Setzungen meist langsam verlaufen, muß das Bauwerk laufend sorgfältig nivelliert werden. Sobald die zulässige Setzungsdifferenz eingetreten ist, wird eine Platte untergelegt bzw. weggenommen. Es empfiehlt sich, die beweglichen Lager mit der Nachstellvorrichtung auszurüsten. Um die Lagerrollen nicht fortnehmen oder anheben zu müssen, wird man die auswechselbaren Platten über ihnen anordnen. Der Endquerträger muß so konstruiert sein, daß er für die Druckwasserpressen zum Anheben des Tragwerks Platz läßt

<sup>4)</sup> Über Notwendigkeit, Zeitpunkt und Umfang der Bodenuntersuchungen s. Richtlinien für Bodenuntersuchungen, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen. Beuth-Verlag, Berlin 1935.

und daß er die Biegemomente während des Anhebens aufnehmen kann. Nachstellbare Lager, allerdings in anderer Bauweise, sind schon vor Jahrzehnten, z. B. bei einer Brücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße ausgeführt worden.

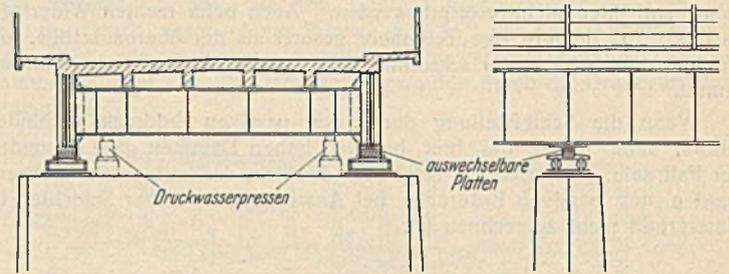


Abb. 8. Rollensystem mit auswechselbaren Platten zum Ausgleich von Setzungsunterschieden.

#### 2. Vorbelastung des Untergrundes.

Bei genügender Bauzeit soll zunächst der Damm geschüttet werden, und zwar möglichst noch über die Stelle hinaus, an der später das Widerlager stehen soll. Je nach der Durchlässigkeit der zusammendrückbaren Schichten bleibt der Damm so lange liegen, bis der Hauptanteil der durch ihn verursachten Zusammendrückungen eingetreten ist. Die dazu notwendige Zeit kann man auf Grund von Laboratoriumsuntersuchungen annähernd angeben. Die Untergrundsetzungen werden dabei vom Beginn der Dammschüttung an laufend gemessen, um ihr Abklingen festzustellen. Wird auf dem so vorbelasteten Untergrund das Widerlager errichtet, so hat die Dammlast auf die Widerlagersetzung keinen Einfluß mehr. Die Sohldrücke müssen dann so verteilt werden, daß eine möglichst gleichmäßige Setzung aus Widerlagerbelastung eintritt. Dabei ist unter Umständen zu berücksichtigen, daß der Untergrund unter der dammseitigen Widerlagerseite mehr zusammengedrückt ist als unter der überbauseitigen.

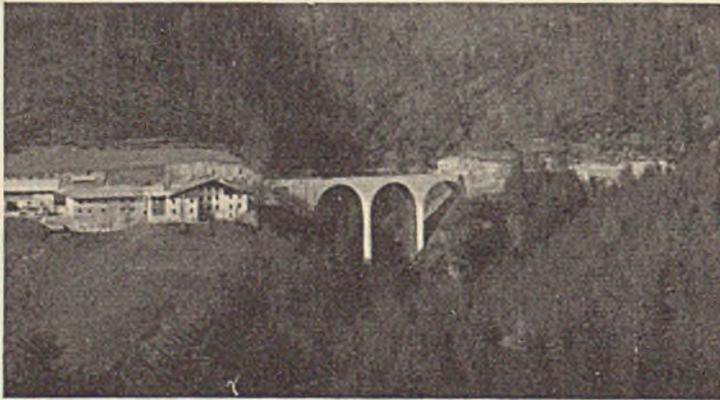
Der Vorteil dieses Verfahrens besteht darin, daß man das Widerlager erst errichtet, wenn die größten und gefährlichsten Setzungen infolge Dammlast mit Sicherheit vorüber sind. Der Nachteil besteht in der langen Zeitdauer, die es erfordert, und die ein oder mehrere Jahre betragen kann. (Schluß folgt.)

## Die Pfannlochbrücke<sup>1)</sup> und die Höllenbachbrücke an der Deutschen Alpenstraße.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. H. Olsen, München.

Neben dem Ausbau der Reichsautobahnen ist die Erstellung der das ganze Alpengebiet zwischen Lindau und Berchtesgaden durchquerenden Deutschen Alpenstraße gegenwärtig das wohl bedeutendste Straßenbau-



Gesamtansicht der fertigen Pfannlochbrücke.

vorhaben des Dritten Reiches. Die Linienführung dieser Straße ist so festgelegt, daß nicht nur die Schönheiten der Alpenwelt voll erschlossen werden, sondern auch eine gute Einpassung der Straße in die gewaltige Natur vorhanden ist.

Im Hinblick auf die zu überwindenden großen Schwierigkeiten im Bergsgelände wird der Ausbau der Deutschen Alpenstraße in Teilabschnitten durchgeführt. Zuerst wurde im Sommer 1933 die im östlichen Alpengebiet befindliche Strecke Inzell — Berchtesgaden in Angriff genommen, der später weitere Teilstrecken, z. B. die Strecke Bayrischzell — Sudelfeld, folgten. Von der erstgenannten Strecke ist die Strecke Inzell — Weißbach — Mauthäusel — Wegscheid bei Bad Reichenhall bereits ausgebaut (Abb. 1). Sie verläuft inmitten hochragender Berge längs der tiefen und

<sup>1)</sup> Die starke Beachtung, die die Mauthäuselbrücke gefunden hat, insbesondere deren schöne konstruktive Gestaltung und gute Einpassung in die Landschaft, dürften dafür maßgebend gewesen sein, daß das Bild des Bauwerks von der Deutschen Reichspost für die 12 Pf.-Winterhilfsmarke 1936 verwendet wurde. Die Schriftleitung.

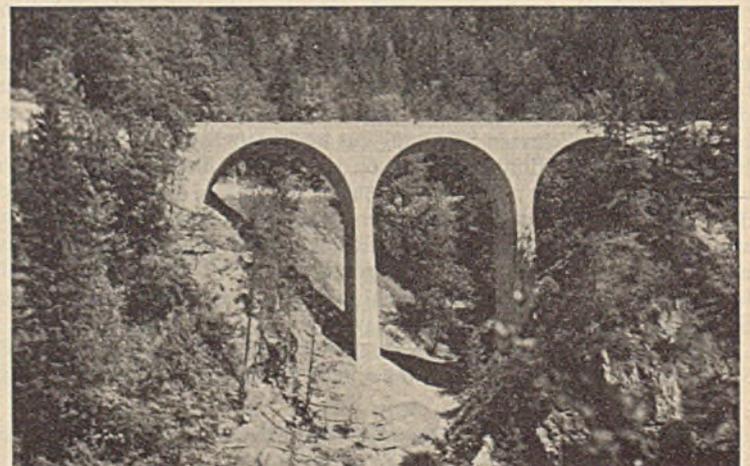
engen Schlucht des Weißbaches und ist mit ihrem Ausblick auf die gewaltigen Felswände der Reiteralp und des Watzmanns wohl eine der schönsten Straßen Deutschlands.

Beim Ausbau dieser Strecke mußten verschiedene Talschluchten und Wasserläufe überbrückt werden. Dabei erforderte die Eingliederung der Kunstbauten in die Gebirgslandschaft eingehende Überlegungen sowohl hinsichtlich der zu wählenden Konstruktionsformen wie des zu verwendenden Baustoffes. Es wurden einfache und klare Bauwerke mit sorgfältig abgewogenem Verhältnis zwischen den Abmessungen der jeweils zu überbrückenden Öffnungen und den Einzelteilen der Konstruktionen angestrebt, die den notwendigen Einklang mit der Umgebung herstellen.

Von den vielen Kunstbauten der angeführten Strecke werden nachstehend die Pfannlochbrücke und die Höllenbachbrücke näher beschrieben, bei denen es sich um technisch beachtenswerte Bauten handelt, die an landschaftlich besonders schönen Stellen vorgesehen wurden.

#### I. Pfannlochbrücke.

Die Pfannlochbrücke befindet sich unmittelbar neben dem weitbekannteren alten Mauthäusel, das im Jahre 1600 von Churfürst Max I. er-



Gesamtansicht der fertigen Pfannlochbrücke.

baut wurde und zur Deckung der Straßenunterhaltungskosten bis in die Zeit Maria Theresias (1742) eine „Wegmauth“ (Zoll) erhob. Die Brücke überquert in 35 m Höhe einen seitlichen Felseneinschnitt der Weißbachschlucht. Schürfungen des Untergrundes ergaben bereits in mäßiger Tiefe festen Fels, womit besonders günstige Gründungsverhältnisse vorhanden waren. Es wurden drei halbkreisförmige Eisenbetongewölbe erstellt, die auf hohen Zwischenpfeilern aus Beton ruhen. Der Gewölbeüberbau besteht aus massiven Stirnmauern.

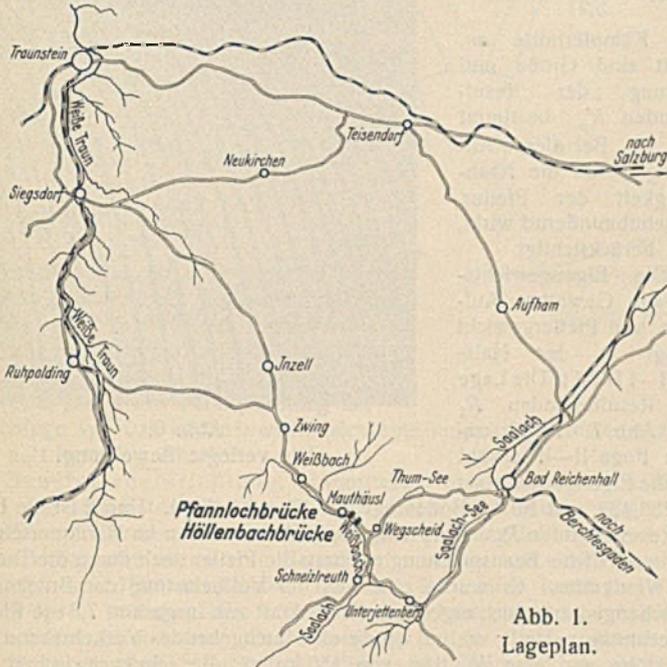


Abb. 1. Lageplan.

Abb. 2 ist zu entnehmen, daß die das Bauwerk überbrückende Straße gerade verläuft und ein Gefälle von 0,7% hat. Die Gewölbe haben eine Spannweite von 17,8 m und eine Pfeilhöhe von 6,69 m. Sie sind 9,9 m breit, im Scheitel 0,40 m, im Kämpfer 0,95 m dick und in die Pfeiler und Widerlager voll eingespannt. Die überaus schlanken Pfeiler haben von der Bodenfuge bis zum Kämpfer eine Höhe von etwa 24 m, ihre Dicke beträgt in Halshöhe 2 m, der seitliche Anlauf 1:40. Über die Gewölbe wurde an Stelle einer Kiesschüttung eine Magerbetonauf-füllung eingebracht, über der sich die 9 m breite Fahrbahn befindet. Eine weitere 5 m breite Öffnung beim linken Widerlager ermöglicht von einer Seitenstraße aus die Durch-fahrt zu einer Park-stelle für Kraftwagen.

Statische Angaben. Der all-gemeine Fall der Berechnung durch-laufender gelenk-loser Gewölbe über drei Öffnungen geht aus Abb. 3a hervor. In den unverschieb-lich und unverdreh-bar gedachten Quer-schnitten A bis D wirken als äußere Kräfte je eine waage-rechte und senkrechte Kraft sowie ein Moment. Damit ergeben sich neun statisch Unbekannte, deren Ermittlung bekanntlich recht umständ-lich ist.

Die Berechnung läßt sich vereinfachen, wenn z. B. von einem statisch bestimmten Grundsystem ausgegangen wird, das durch Aufschneiden der Scheitelpunkte entsteht. Die drei statisch Unbekannten jeder Öffnung greifen dabei bekanntlich in beliebigen Punkten an, die jeweils durch

zwei vollkommen starre Arme mit den Schnittpunkten verbunden sind. An dem ursprünglichen Zustande wird dadurch nichts geändert (Abb. 3b). Damit erstrecken sich die Verschiebungsgrößen

$$\delta_{mn} = \int M_m M_n ds$$

der Unbekannten  $X=1$  jeweils nur über eine Öffnung oder über einen Stiel. Der gegenseitige Einfluß der Unbekannten benachbarter Öffnungen hängt dabei lediglich von der Nachgiebigkeit des gemeinsamen Zwischenpfeilers ab, wobei das Nachbargewölbe keinen Beitrag zu den  $\delta_{mn}$ -Werten liefert.

Eine einfache und für praktische Verhältnisse ausreichend genaue Lösung wird demnach erzielt, wenn die drei statisch Unbekannten jedes einzelnen Gewölbes zunächst für sich als starr eingespannt gerechnet werden und dann erst die Nachgiebigkeit der Pfeiler berücksichtigt wird. Dabei vereinfacht sich im vorliegenden Falle diese Berechnung noch dadurch, daß drei gleiche Gewölbe vorhanden sind.

Die Durchführung der Be-rechnung ergibt, daß sich die Stützlinie für Eigengewicht der Mittelachse der Gewölbe recht gut anpaßt. Der Schwerpunkt der elastischen Gewichte liegt  $t_0 = 5,48$  m über der Kämpfer-verbindingslinie. Der Bogen-schub aus ständiger Last beträgt 30,3 t/m, das Einspannungsmoment 157,1 tm/m. Die Einflußlinien der statisch Unbekannten wurden in üblicher Weise bestimmt. Als Verkehrslast wurde nach DIN 1072, Klasse I, eine 24-t-Walze und zwei 12-t-Lastkraftwagen, umgeben von Menschengedränge mit 500 kg/m<sup>2</sup> in Rechnung gestellt. Die Ermittlung der Grenzwerte der von

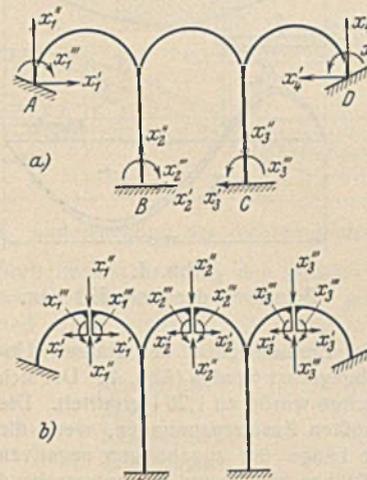


Abb. 3. Das statische Grundsystem.

dieser Belastung herrührenden Spannungen geschah für Scheitel- und Kämpferschnitte sowie für die Schnitte in den Viertelpunkten mittels Einflußlinien für die Kernpunktmomente. Dabei wurde die Stoßzahl  $\varphi = 1,1$  berücksichtigt. Der Einfluß der Temperaturänderung wurde mit  $\pm 20^\circ$  und das Schwinden mit einem Temperaturabfall von  $20^\circ$  in Rechnung gestellt.

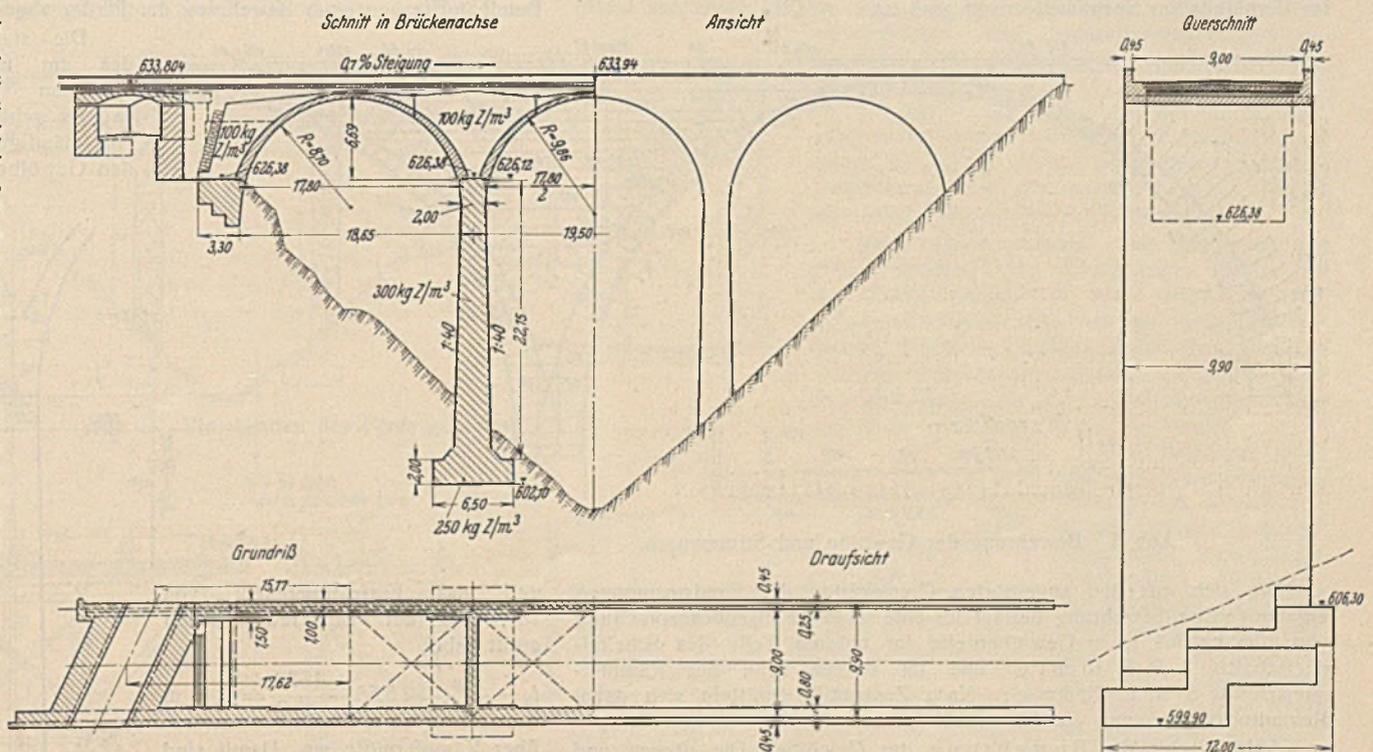


Abb. 2. Pfannlochbrücke. Gesamtübersicht.

Als größte Beanspruchungen wurden für das starr eingespannte Gewölbe im Scheitel 29,9 (Druckspannung) und  $-14,1$  kg/cm<sup>2</sup> (Zugspannung), in den Viertelpunkten 17,7 und  $-6,1$  kg/cm<sup>2</sup> sowie in den Kämpfern 32,3 und  $-14,7$  kg/cm<sup>2</sup> ermittelt.

Infolge der elastischen Nachgiebigkeit der hohen Zwischenpfeiler verändern sich diese Spannungswerte. Für die Ableitung dieser Veränderung genügt es, als Formänderung der Pfeiler lediglich die Horizontal-

verschiebung in Rechnung zu stellen und die Verdrehung der Pfeilerköpfe zu vernachlässigen. Dieselbe beträgt bei festem Baugrund für die im Pfeilerkopf angreifende Kraft  $P=1\text{ t}$

$$\beta = \frac{h^3}{3EJ} = 9,3 \cdot 10^{-4}\text{ m}$$

und für das Moment  $M=1\text{ tm}$

$$\gamma = \frac{h^2}{2EJ} = 0,8 \cdot 10^{-4}\text{ m.}$$

Die gegenseitige Verschiebung der Kämpfer für  $X'=1\text{ t}$  ermittelt sich zu

$$\alpha = \frac{\int y^2 \frac{ds}{J} + \frac{S}{F_m}}{E} = 18,6 \cdot 10^{-4}\text{ m.}$$

Die größten Veränderungen obiger Spannungswerte infolge der Pfeilernachgiebigkeit weist die mittlere Öffnung auf. Werden die Pfeiler ausweichungen für dieselben Laststellungen bestimmt, die jeweils für die größten Gewölbebeanspruchungen bei starren Kämpfern maßgebend waren, so erfährt z. B. die Scheitelfuge die größten Zusatzspannungen, wenn die Verkehrslasten den Scheitel auf die Länge der zugehörigen positiven Einflußfläche belasten und die Einflußflächen der statisch Unbekannten  $X'$  und  $X'''$  entsprechend abgegrenzt werden (Abb. 4). Der sich damit ergebende zusätzliche Verkehrsschub wurde zu 1,26 t ermittelt. Die Kämpferfuge erfährt dagegen die größten Zusatzspannungen, wenn die Verkehrslasten den Kämpfer auf die Länge der zugehörigen negativen Einflußfläche belasten und die Einflußflächen von  $X'$  und  $X'''$  entsprechend abgrenzen. Damit beträgt der zusätzliche Verkehrsschub 0,42 t/m. Es erhöhen sich dann die obengenannten Spannungswerte im Scheitel auf 34,8 und  $-19,7\text{ kg/cm}^2$ , während sie sich in den Kämpfern nur wenig ändern.

Eine weitere Erhöhung dieser Beanspruchungen ist noch durch die Wirkung der Bremskräfte infolge der Verkehrslasten möglich. Wegen der Geringfügigkeit dieser Kräfte und der Aussteifung der Gewölbe durch Aufbeton wurde diese Wirkung jedoch nicht in Rechnung gestellt. Ebenso wurde der Einfluß der Windkräfte vernachlässigt, da die Gewölbebreite im Verhältnis zur Spannweite recht groß ist.

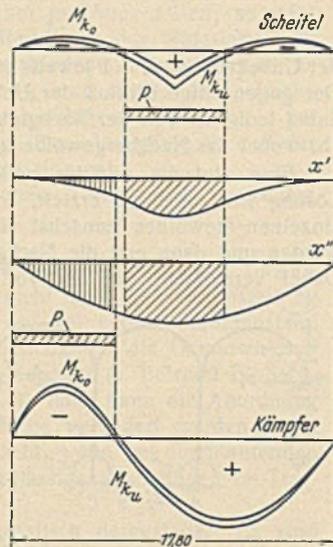


Abb. 4. Belastung der Einflußflächen.

schub von 5,27 t/m und ein Einspannmoment von 20,8 tm/m. Der Gewölbeschub greift dabei

$$t_0 = \frac{X_p'''}{X_p'} = 5,58 - \frac{20,8}{5,27} = 1,63\text{ m}$$

über Kämpfermitte an. Damit sind Größe und Richtung der Resultierenden  $K_p$  bestimmt (Abb. 7). Bei dieser Ableitung wurde die Nachgiebigkeit der Pfeiler, die schubmindernd wirkt, nicht berücksichtigt.

Die Eigengewichtslast aus Gewölbe, Auflasten und Pfeilergewicht beträgt in der Halsfuge I—I 182,1 t. Die Lage der Resultierenden  $R_1$  zeigt Abb. 7. In der unteren Fuge II—II erhöht sich die Eigengewichtslast auf 280,42 t und in der Bodenfuge III—III auf 345,8 t. Damit ist die Lage der Resultierenden  $R_2$  und  $R_3$  festgelegt. Diese bleiben im Kernquerschnitt. Eine zusätzliche Beanspruchung erfahren die Pfeiler noch durch die Brems- und Windkräfte. Es wurde eine aus der Vollbelastung der Brücke mit Menschengeränge sich ergebende Bremskraft von insgesamt 7,3 t je Pfeiler in Rechnung gestellt; weiter wurde ein durchgehendes Verkehrsband von 2 m Höhe und eine Windlast von  $150\text{ kg/m}^2$ , die schräg zwischen den beiden Pfeilern einfallen kann, berücksichtigt. Als ungünstigste Querschnittsbeanspruchungen ermitteln sich folgende gleichzeitig auftretende Kantenpressungen:

Fuge I—I:	12,0	und	6,3	kg/cm <sup>2</sup>
„ II—II:	23,5	„	— 3,9	„
„ III—III:	7,9	„	1,0	„

Damit durfte von einer Bewehrung der Pfeiler abgesehen werden.

Die statische Untersuchung des am ungünstigsten beanspruchten rechten Widerlagers geht aus Abb. 8 hervor. Aus ständiger Last nimmt dieses den Gewölbeschub von  $30,3\text{ t/m}$

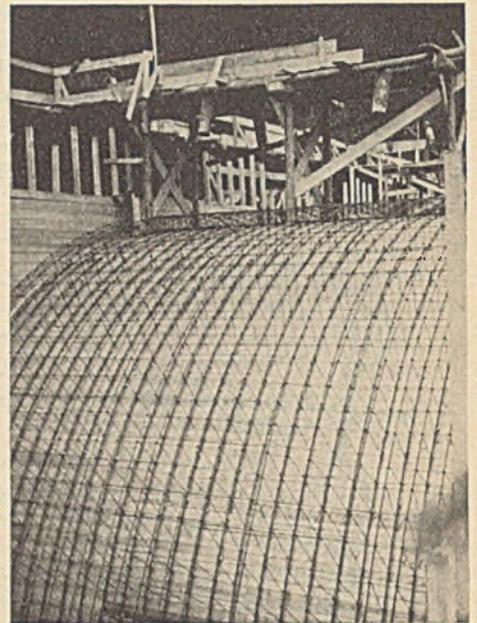


Abb. 6. Die verlegte Bewehrung.

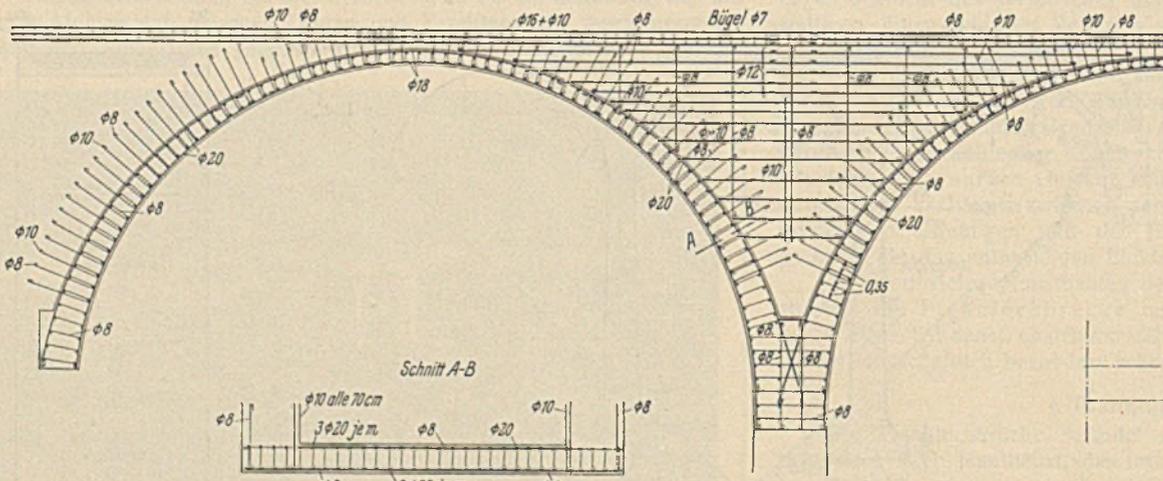


Abb. 5. Bewehrung der Gewölbe und Stirnmauern.

Die sich aus den angeführten Grenzwerten der Randspannungen ergebende Eisenbewehrung beträgt für eine zulässige Eisenbeanspruchung von  $1200\text{ kg/cm}^2$  je m Gewölbebreite im unteren Teile des Scheitelquerschnitts 3 R. E. 18 mm  $\phi$  und im oberen Teile des Kämpferquerschnitts 3 R. E. 20 mm  $\phi$ . Nach Zustand II ermitteln sich dabei Betondruckspannungen von 54 und  $51\text{ kg/cm}^2$ .

Abb. 5 zeigt die Bewehrung der Gewölbe. Die oberen und unteren Trageisen sind durch einschnittige Bügel von 8 mm  $\phi$  in Abständen von 35 cm miteinander verbunden und in die Pfeilerköpfe und Widerlager kräftig verankert. Die genaue Lage der Eisen wurde durch Betonklötze und besondere Abstandeisen festgelegt und gesichert. Die Verbindung zwischen den Gewölben und den Stirnmauern wird durch zahlreiche Spickeisen von 8 und 10 mm  $\phi$  hergestellt. Abb. 6 zeigt die fertig verlegte Bewehrung.

Die ungünstigste Belastung der Zwischenpfeiler entsteht bei Vollbelastung der mittleren Öffnung. Diese Belastung ergibt einen Gewölbe-

und das Einspannmoment von  $157,1\text{ tm/m}$  auf. Der Gewölbeschub greift dabei

$$t_0 = \frac{X_g'''}{X_g'} = 5,58 - \frac{157,1}{30,3} = 0,40\text{ m}$$

über Kämpfermitte an. Damit sind Größe und Richtung der Resultierenden  $K_g = 79,8\text{ t/m}$  bestimmt. Der senkrechte Auflagerdruck des Gewölbes beträgt  $73,9\text{ t/m}$ , das Gesamtgewicht des Widerlagers mit Auflast  $R_g = 68,9\text{ tm}$ . Mit dem Erddruck der Hinterfüllung von  $10,2\text{ t/m}$  ergibt sich für die Resultierenden  $R_{g+e} = 144\text{ t/m}$  eine ungünstigste

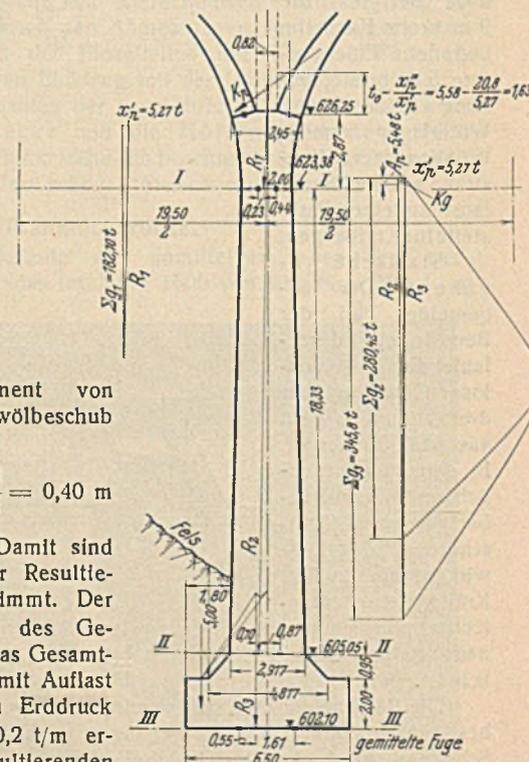


Abb. 7. Pfeileruntersuchung.

Bodenpressung von 8,05 kg/cm<sup>2</sup>. — Die weitere Beanspruchung der Bodenfüge infolge der Verkehrslasten wurde mittels Einflußlinien der Kernpunktmomente durchgeführt. Die Ordinaten der Einflußlinien leiten sich aus der Beziehung

$$M_k = M_0 - (X'_{yk} + X''_{xk} + X''')_{k}$$

ab. Dabei wurde für

$$x_{ka} = -11,07 \text{ m} \quad x_{ki} = -9,93 \text{ m}$$

$$y_{ka} = -5,58 - 2,01 = -7,59 \text{ m}$$

$$y_{ki} = -5,58 - 2,31 = -7,89 \text{ m}$$

und für

$$M_{0i} = \left(9,93 - \frac{17,8}{2}\right) 1,0 = +1,93 \text{ tm}$$

$$M_{0a} = \left(11,07 - \frac{17,8}{2}\right) 1,0 = +2,17 \text{ tm}$$

eingesetzt. Die für die verschiedenen Schnitte erforderlichen Größen  $M_0$  und  $X$  werden den zugehörigen Einflußlinien entnommen. Die Vollbelastung auf die Länge der positiven Einflußfläche ergibt eine zusätzliche Beanspruchung der Bodenfüge von 0,66 kg/cm<sup>2</sup>, womit sich eine ungünstigste Bodenpressung von 8,71 kg/cm<sup>2</sup> ermittelt.

Baustelleneinrichtung. Unmittelbar neben dem linken Widerlager war die Betonaufbereitung. Es wurde ein Zementschuppen aufgestellt und daneben die zu verwendenden Zuschlagstoffe gelagert. Auf einem Holzgerüst wurde eine Betonmischmaschine mit einem Fassungsvermögen von 750 l aufgestellt. Das zum Betonieren benötigte Wasser wurde der in nächster Nähe befindlichen Druckwasserleitung der Reichenhaller Saline entnommen. Zur Erzeugung der für die Betonherstellung und für die Baustelle erforderlichen elektrischen Energie diente ein Dieselaggregat. Die Bewehrungsseisen wurden fertig gebogen angeliefert und bis zur Verwendung seitlich gelagert.

An der Baustelle und in der nächsten Umgebung konnte ein für die Betonaufbereitung geeigneter natürlicher Kies nicht aufgeschlossen werden. Auch war der an der Baustelle vorhandene Fels zur Herstellung von Quetschmaterial völlig ungeeignet. Der Zuschlagstoff mußte deshalb aus einem besonderen, etwa 5 km entfernten Steinbruch bei Zwing gewonnen werden. In einer leistungsfähigen Steinbrecheranlage, bestehend aus

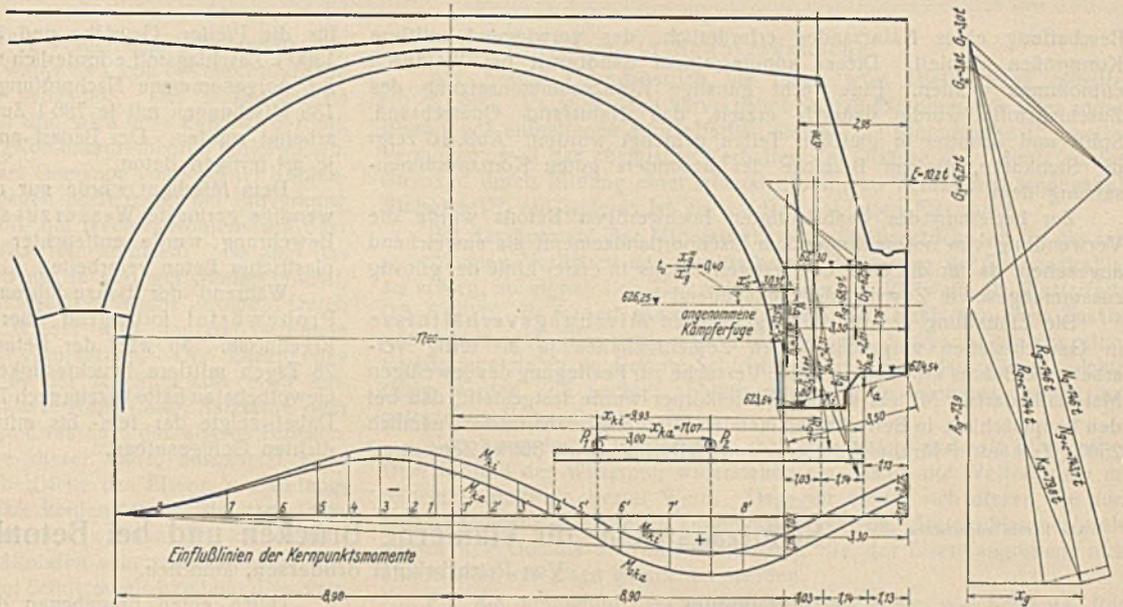


Abb. 8. Untersuchung des rechten Widerlagers.

Sortiertrommeln sowie den erforderlichen Walzmühlen und Steinbrechern, wurde das gebrochene Gestein aufbereitet. Infolge seiner Sprödigkeit und Härte ergaben sich splittige und muschelige Bruchflächen. Es wurden folgende Kornabstufungen ausgiebt:

Quetschsand . . . . .	0 bis 7 mm Korngröße
Splitt . . . . .	7 „ 15 „
Kleinschotter . . . . .	15 „ 35 „
Grobschotter . . . . .	35 „ 70 „

Die Anfuhr des Zuschlagstoffes zur Baustelle besorgten Lastkraftwagen und Fuhrwerk. Der Zuschlagstoff wurde nach Korngrößen getrennt gelagert.

Zur Beschickung der Mischmaschine wurde der Zuschlagstoff mittels Rollwagen beiefahren. Das Mischgut wurde unter Berücksichtigung des Trommelinhaltes der Mischmaschine so bemessen, daß der Zement in ganzen Säcken aufgegeben werden konnte.

Um den angemachten Beton zur jeweiligen Arbeitsstelle bringen zu können, wurde ein die ganze Baustelle überquerendes hölzernes Fördergerüst aufgestellt. Dieses ruhte auf zwei hohen Türmen, die durch Holzverstrebungen und Drahtsellverankerungen gesichert wurden. Die Einzelheiten des Fördergerüsts zeigt Abb. 9.

Die Zufuhr des Betons über das Fördergerüst geschah im Handbetrieb mittels Muldenkipper auf einem Längsgleis derart, daß durch eingebaute Überholungsgleise die zurückkehrenden Wagen die weitere Betonzufuhr nicht behinderten.

Betonaufbereitung. Bei Festlegung der statisch erforderlichen Abmessungen wurde von der Absicht ausgegangen, unter möglicher Steigerung der Betonfestigkeiten und unter Gewährleistung seiner gleichmäßigen Güte die zulässigen erhöhten Betondruckspannungen weitgehend auszunutzen. Damit war eine sorgfältige Aufbereitung des zu verarbeitenden Betons notwendig.

Zur Erzielung einer günstigen Kornzusammensetzung des Zuschlagstoffes wurden zunächst eingehende Siebversuche durchgeführt. Diese gingen gemäß der Grafschen Siebkurve davon aus, daß vor allem der Sand bis zu 7 mm Korngröße eine möglichst günstige Kornzusammensetzung aufzuweisen hat. Die mit dem vorhandenen Quetschsand vorgenommenen Siebungen ergaben jedoch, daß dieser zuviel staubfeines und grobkörniges Material enthält. Um einen Ausgleich herbeizuführen, war deshalb die besondere

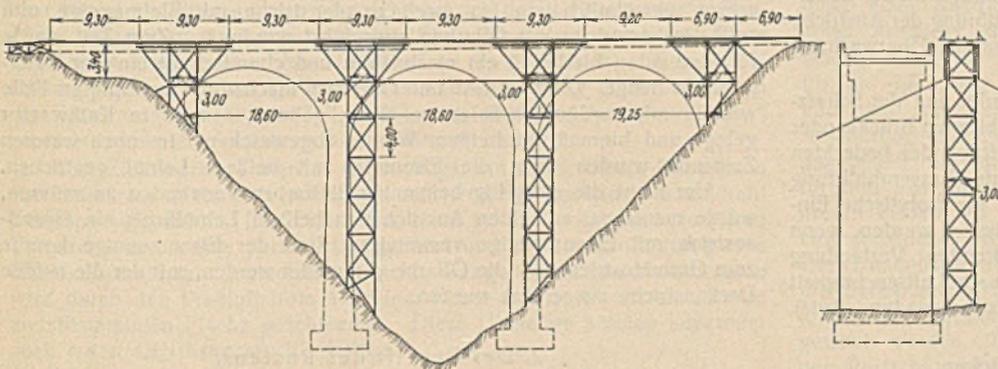
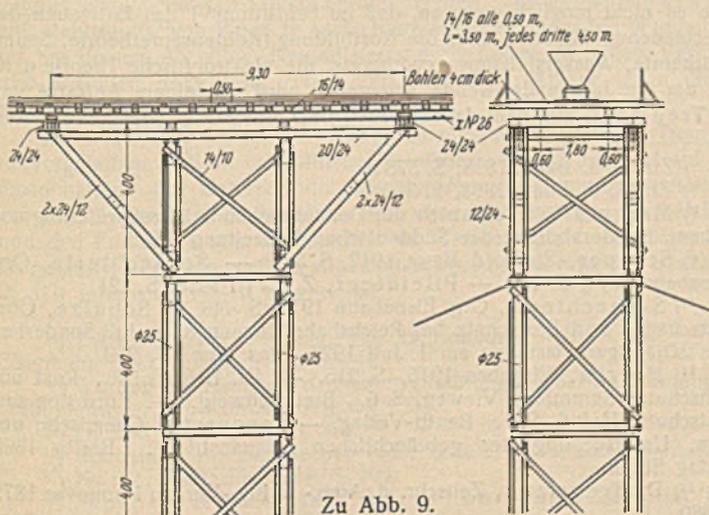


Abb. 9. Einzelheiten des Fördergerüsts.



Zu Abb. 9.

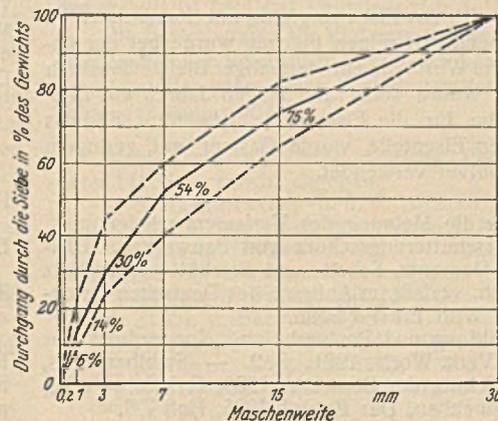


Abb. 10. Kornzusammensetzung des Zuschlagstoffes.

Beschaffung eines Natursandes erforderlich, der vorwiegend mittlere Korngrößen enthielt. Dieser konnte einem Sandbruch bei Weißbach entnommen werden. Eine recht günstige Kornzusammensetzung des Zuschlagstoffs wurde dadurch erzielt, daß Natursand, Quetschsand, Splitt und Schotter in gleichen Teilen gemengt wurden. Abb. 10 zeigt die Siebkurve, die im Bereiche der besonders guten Kornzusammensetzung liegt.

Zur Erzielung des beabsichtigten hochwertigen Betons wurde die Verwendung von normalbindendem Eisenportlandzement als ausreichend angesehen, da für die Güte des fertigen Betons in erster Linie der günstig zusammengesetzte Zuschlagstoff maßgebend ist.

Die Einhaltung des für die vorgesehenen Mischungsverhältnisse in Gewichtsteilen vorgeschriebenen Zementgehaltes je m<sup>3</sup> fertigen Betons erforderte weitere Versuche zur Festlegung des jeweiligen Materialbedarfs. Mittels kleiner Würfelförper wurde festgestellt, daß bei den hauptsächlich in Betracht kommenden Mischungsverhältnissen, nämlich 250 kg Zement/m<sup>3</sup> für die Widerlager und Pfeilerfüße sowie 300 kg Zement/m<sup>3</sup>

für die Pfeiler, Gewölbe und Stirnmauern, je m<sup>3</sup> fertigen Betons etwa 1300 l Zuschlagstoff erforderlich waren. Die z. B. beim linksseitigen Pfeilerfuß vorgenommene Nachprüfung ergab, daß für 81,5 m<sup>3</sup> fertigen Beton 135 Mischungen mit je 780 l Zuschlagstoff und drei Säcken Zement verarbeitet wurden. Der Bedarf an Zuschlagstoff betrug also genau 1292 l je m<sup>3</sup> fertigen Beton.

Dem Mischgut wurde nur der für die jeweilige Verarbeitung notwendige geringste Wasserzusatz beigegeben. Für die Bauteile ohne Bewehrung wurde erdflechter und für die Bauteile mit Bewehrung plastischer Beton verarbeitet.

Während der Bauausführung wurde die Güte des Betons durch Probewürfel fortlaufend überwacht. Diese hatten überaus günstige Ergebnisse. So wies der Beton mit 250 und 300 kg Zement/m<sup>3</sup> nach 28 Tagen mittlere Druckfestigkeiten von 297 und 516 kg/cm<sup>2</sup> auf. Der Gewölbebeton hatte bereits nach 7 Tagen eine Druckfestigkeit von 333 kg/cm<sup>2</sup>. Dabei zeigte der fein- bis mittelkörnige Splittbeton einen gleichmäßig dichten Gefügebau. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Schutzanstriche für stählerne Brücken und bei Betonbauten<sup>1)</sup>.

Von Reichsbahnrat Brodersen, München.

### Allgemeines.

Schutzanstriche sollen die Bauwerke gegen Witterungseinflüsse schützen. Der Schutzanstrich wird erhalten durch Aufstreichen eines flüssigen Stoffes, der beim Beton in die Poren eindringt, dagegen beim Stahl nur an der Oberfläche haftet. Nach Verdunsten des im Stoff enthaltenen Lösungsmittels oder nach Sauerstoffaufnahme durch einen Bestandteil des Anstrichstoffes entsteht ein mehr oder weniger fester elastischer Film. In vielen Fällen genügt ein ein- oder mehrmaliger Anstrich nicht, sondern es sind Schutzschichten oder Schutzummantelungen zu wählen, die auf physikalisch-chemischem Wege oder mechanisch (z. B. durch Kleben) aufgebracht werden.

Die Anstriche, mit denen Bauwerke geschützt werden sollen, müssen vor allem widerstandsfähig sein gegen die Witterungseinflüsse (Luftfeuchtigkeit, Regen, Schnee, Hitze, Kälte und Einwirkung der Sonnenbestrahlung), häufig gegen Rauchgase und Dämpfe, gegen salz- und säurehaltiges Grund-, Fluß-, Moor- oder Seewasser, mitunter auch gegen Feuer und neuerdings in dicht bebauten Städten gegen die Übertragung des Schalls und der Erschütterungen auf die in der Nachbarschaft des Bauwerks liegenden Gebäude<sup>2)</sup>.

Erfolg und Dauerhaftigkeit eines Schutzanstrichs setzen einerseits die zweckmäßige Auswahl und die Güte der zu verwendenden Stoffe, andererseits aber auch eine sorgfältige und fachgemäße Ausführung der Anstriche voraus, die außerdem einer dauernden und sachkundigen Überwachung dringend bedarf.

Zur Senkung der Unterhaltungskosten des Bauwerks und der Schutzanstriche ist vor allem schon beim Entwurf einer stählernen Brücke oder eines Betonbaues darauf zu achten, daß eine Belüftung der bedeckten Stahlteile oder Betonwände möglich und für eine gute Wasserabführung gesorgt ist<sup>3)</sup>. Ebenso können bei Eisenbetonbauten elektrolytische Einwirkungen auf die Eiseneinlagen des Betons ausgeschaltet werden, wenn bei der Bauausführung die Möglichkeit einer leitenden Verbindung zwischen elektrischen Leitungen, eisernen Rohren durch Luftfeuchtigkeit und Schrauben mit den Eiseneinlagen des Bauwerks vermieden wird<sup>4)</sup>.

### A. Schutzanstriche für stählerne Brücken.

#### 1. Im vorigen Jahrhundert.

Schon vor Mitte des vorigen Jahrhunderts war bekannt<sup>5)</sup>, daß eiserne Brücken vor dem Verrotten durch Anstrich mit Ölfarben geschützt werden können und daß vor dem Anstrich das Eisen sorgfältig mit Stahlbürsten zu reinigen ist. Auf den fast metallisch reinen Flächen wurde bei der damaligen Hannoverschen Süd- und Westbahn ein viermaliger Bleiweißanstrich ausgeführt. Vor dieser Zeit wurde sonst seit langen Jahren ein Bleimennigeanstrich als Grundfarbe für die Eisenwerke gewählt. Für das Streichen der nicht sichtbaren Eisenteile wurde Gasteer mit geringem Zusatz von gebranntem Kalkpulver verwendet.

<sup>1)</sup> Dieser Aufsatz gibt nur die Meinung des Verfassers wieder.

<sup>2)</sup> Richtlinien für den Erschütterungsschutz von Bauwerken. DIN-Vornorm-Entwurf E 4150. — Doorentz, Schall- und Erschütterungsschutz bei Hochbauten. Ein Merkbuch, verfaßt im Auftrage des Deutschen Betonvereins. Berlin 1935, Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>3)</sup> Dr. Hoffmann, Rostbildung und Rostverhütung, Sonderdruck der Techn. Wirtsch.-Bücherei der Verk. Woche 1921, S. 2. — Stahlbau 1928, S. 234. — Graf u. Göbel, Schutz der Bauwerke 1930, S. 189. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. — Maschinenbau, Der Betrieb 1935, Heft 7/8.

<sup>4)</sup> Ztbl. d. Bauv. 1912, S. 623.

<sup>5)</sup> Welkner, Dinglers Polytechn. Journal 1852, S. 308. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1856, S. 104; 1869, S. 530.

Durch einen Fragebogen des Ministers der öffentlichen Arbeiten über den Eisenanstrich am Ende des Jahrhunderts<sup>6)</sup> wurde festgestellt, daß damals 13 verschiedene Verfahren in Preußen bestanden. Der weit- aus üblichste Anstrich war ein Grundanstrich mit Bleimennige und einem Deckanstrich von Ölfarbe, fast ebenso zahlreich verwendet war ein Anstrich mit Steinkohlenteer, weiter kamen vor nur ein einmaliger Anstrich mit Bleimennige allein, ebenso mit Bleiweiß allein; weiter wurde Eisenmennige allein oder aber mit einmaligem Ölfarbedeckanstrich verwendet. Bei den übrigen sieben Verfahren wurden die verschiedensten Patentfarben nach besonderer Anweisung verstrichen. Im Seewasser hatte sich ein Anstrich von Steinkohlenteer auf Bleimennige bewährt<sup>7)</sup>.

Die großen Eisenbahnfachwerke bei Großprüfening und Poikam über die Donau erhielten im Jahr 1893 nach Entrostung mit Stahldrahtbürsten und einer Grundierung mit Leinölfirnis einen zweifachen Anstrich mit einer grauen sog. Platinfarbe<sup>8)</sup>, bestehend aus vorwiegend Zink- und Bleioxyden und Leinölfirnis. Die Brücken hatten beim Bau (1874) einen zweifachen Anstrich mit rotbrauner Eisenmennige erhalten, der bis dahin mehrmals ausgebaut worden war. Der zweifache Anstrich erforderte für 10 m<sup>2</sup> Fläche 2,57 kg Platinfarbe, außerdem 0,79 kg Leinölfirnis mit 0,93 Tagschichten und 2,56 M Materialkosten ebenfalls für 10 m<sup>2</sup> Fläche.

Im späteren Schrifttum werden drei bis vier Anstriche angegeben, wovon gewöhnlich ein bis zwei Grundanstriche mit Bleimennige und zwei Deckanstriche mit Ölfarben ausgeführt wurden<sup>9)</sup>. Zum Teil wurde für Neubauten hierbei<sup>10)</sup> ein mechanisch und chemisch gereinigter Untergrund verlangt. Die von Rost und Glühspan mechanisch gereinigten Teile wurden mit verdünnter Salzsäure blank gebeizt, sodann in Kalkwasser gelegt und hierauf mit heißem Wasser abgewaschen. Im noch warmen Zustande wurden dann die Eisenteile mit heißem Leinöl gestrichen.

Um nicht die als giftig bekannten Bleifarben verwenden zu müssen, wurde manchmal auf einen Anstrich von heißem Leinölfirnis ein Grundanstrich mit Eisenmennige verwendet. Statt der Eisenmennige konnte zum Grundanstrich auch die Ölfarbe verwendet werden, mit der die beiden Deckanstriche ausgeführt wurden.

#### 2. Der Begriff des Rostens.

Der Rostschutz der Stahlbauten hatte lange nicht die Beachtung gefunden, die er seinem wirtschaftlichen Werte nach verdient hätte. Sonst wäre es nicht möglich gewesen, daß im Schrifttum<sup>11)</sup> das Entstehen der verschiedenen Theorien über die Rostbildung (Kohlensäuretheorie, Sauerstofftheorie, Wasserstoffsperoxydtheorie, die elektrolytische Theorie u. a.) erst um die Jahrhundertwende angegeben wird. In einem Aufsatz von Dr. Treumann aus dem Jahre 1879<sup>12)</sup> über die Mittel zum Schutze des

<sup>6)</sup> Ztbl. d. Bauv. 1898, S. 578 ff.

<sup>7)</sup> Ztbl. d. Bauv. 1898, S. 590.

<sup>8)</sup> Marggraff, Neuanstrich der Donaubrücken bei Großprüfening und Poikam, Sonderabdruck der Süddeutschen Bauzeitung 1897.

<sup>9)</sup> Schaper, Ztbl. d. Bauv. 1912, S. 365. — Schaechterle, Org. Eisenbahn 1914, S. 448. — Pfeleiderer, Z. d. v. d. I. 1913, S. 221.

<sup>10)</sup> Schaechterle, Org. Eisenbahn 1914, S. 448. — Schulze, Über Rostschäden und Rostschutz bei Reichsbahnfahrzeugen. — Juli-Sonderheft zum 50jährigen Bestehen am 1. Juli 1927, Glas. Ann., S. 299.

<sup>11)</sup> Herzka, Eisenbau 1915, S. 215. — Dr. Liebreich, Rost und Rostschutz, Sammlung Vieweg, S. 6. Braunschweig. — Korrosion und Rostschutz, Heft 6, S. 1. Beuth-Verlag. — Spennrath, Chemische und phys. Untersuchung der gebräuchlichen Eisenanstriche. Berlin 1895, Verlag Simon.

<sup>12)</sup> Dr. Treumann, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 380.

Eisens gegen das Rosten werden dieselben Fragen schon behandelt, wie sie die spätere Zeit brachte; vor allem wurde da schon die elektrolytische Theorie neben der Kohlensäuretheorie behandelt. Das meiste damals schon festgestellte gilt auch heute noch und wird hier kurz wiederholt. Es wird auf die Versuche von Calvert (Kohlensäuretheorie) hingewiesen, wonach das Eisen am leichtesten in einem Gemenge von feuchter Kohlensäure und Sauerstoff rostet, daß es dagegen nicht rostet bei Einwirkung von trockener Kohlensäure und Sauerstoff, bei feuchter Kohlensäure oder auch bei feuchtem reinem Sauerstoff (bei reinem Eisen). Da aber das Eisen stets fremde Metalle, wenn auch nur in geringer Menge enthält, so entstehen beim Vorhandensein von Wasser elektrische Ströme. Durch die Bildung von Wasserstoff aus dem Wasser wird der frei werdende Sauerstoff eine Oxydation des Eisens verursachen. Der Eintritt des Rostens wird beschleunigt durch die in der feuchten Luft etwa enthaltenen kleinen Mengen von Schwefelwasserstoff, Chlor, Salzsäure oder Essigsäure. Dies wird bestätigt durch die Erfahrung, daß eiserne Brücken, die Rauchgasen, also einem Gemenge dieser Gase, ausgesetzt sind, schneller verrosten<sup>13)</sup>. Je glatter die Oberfläche des Eisens, um so langsamer vollzieht sich die Rostbildung. Das kohlenstoffreichste harte Gußeisen widersteht der Rostbildung am längsten, während das kohlenstoffärmste reine Eisen unter gleichen Verhältnissen sehr schnell rostet.

Nach Dr. Treumann gibt es dreierlei Schutzmöglichkeiten. Die erste zielt auf die Verhinderung der gleichzeitigen Einwirkung von Kohlensäure, Wasser und Sauerstoff hin. Das Rosten durch die Wirkung der Kohlensäure kann durch Fernhalten dieser durch kleine Mengen von Kalk, Natron, Kalk, Ammoniak, Borax usw. verhindert werden. Dieses Verfahren dient auch heute noch im Wasserbau zum Schutze der eisernen Wasserrohre<sup>14)</sup>. Die Fernhaltung von Wasser oder Sauerstoff ergibt kein dauerndes praktisches Verfahren. Von Bedeutung sind nur die Schutzüberzüge und die Schutzanstriche.

### 3. Die Schutzüberzüge.

Die Schutzüberzüge dürfen nach ihrer chemischen Beschaffenheit (12, S. 384) infolge galvanischer Wirkung das Eisen nicht schädigen, müssen möglichst fest auf dem Eisen haften und dauerhaft sein.

Zu erwähnen ist das Emaillieren, das durch Aufschmelzen einer kieselssäurereichen Grundmasse erzielt wird. Die Behandlung der Oberfläche des Eisens mit chemischen Mitteln ergibt einen dünnen festhaftenden Überzug von Oxyden oder Phosphaten [zugleich chemische Entrostung<sup>15)</sup>]. Hierher gehören die heute üblichen Verfahren wie Parkerisieren und Bonderisieren.

Für metallische Überzüge im Brückenbau wird gewöhnlich nur Zink und Blei verwendet. Da Zink dem Eisen gegenüber elektronegativer ist, also zuerst als Überzugmaterial aufgezehrt und damit die eigentliche Rostbildung verzögert wird, scheint es dem Blei vorzuziehen zu sein, das Eisen gegenüber elektropositiv ist. Bei Blei ist zu befürchten, daß nach Beschädigungen des Überzugs eine verstärkte Rostbildung eintritt<sup>16)</sup>. Nach den früher ausgeführten, zum Teil mit Mängeln behafteten Metallüberzügen<sup>17)</sup> scheinen heute die Verfahren nun verbessert zu sein.

Die Zinküberzüge werden neuerdings entweder durch Aufspritzen von flüssigem Metallpulver (Schorl) oder von verflüssigtem Metalldraht (Schoop) hergestellt. Ein Draht von 1 bis 1,5 mm wird beim letzteren Verfahren durch eine Spritzpistole geführt und beim Austritt durch eine Gebläseflamme zum Schmelzen gebracht. Der geschmolzene Metalltropfen wird durch den Preßluftstrom als feiner Nebel auf die Oberfläche der zu metallisierenden Fläche geschleudert. Diese Überzüge können außerdem noch einen Ölfarbanstrich erhalten.

Mit der neu eingerichteten Verbletungsanlage der Deutschen Reichsbahn in Berlin<sup>18)</sup> können Trägereile bis zu 5 m Länge in einem Arbeitsgang in einer 8-Stunden-Schicht verbletet werden. Die Verbletung geschieht auf elektrolytischem Wege in sechs hintereinander liegenden Wannen, die für das Beizen, Abspülen, Neutralisieren durch Lauge, Abspülen, Verbleten und Abspülen nötig sind. Man hofft, mit dieser Anlage einen dichten und gut haftenden Überzug zu erhalten.

Als besonderer Vorteil der Metallüberzüge wird schon von Treumann hervorgehoben, daß sie verhältnismäßig dauerhaft sind und fest auf dem Eisen haften. Die Unterschiede zwischen dem Ausdehnungskoeffizienten des Eisens und des Schutzmetalls sind wesentlich geringer als bei Eisen und den Farbanstrichen. Ein Nachteil der Verbletung auf elektrolytischem Wege dürfte aber sein, daß im allgemeinen eine Erneuerung des Überzuges in den seltensten Fällen möglich ist.

<sup>13)</sup> Zeltschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 357. — Org. Eisenbahn 1893, S. 112; 1914, S. 448.

<sup>14)</sup> Vortrag Dr. Naumann, Neuere Erfahrungen über Entsäuerung der Leitungswasser. 5. Korrosionstagung 1935.

<sup>15)</sup> Öl und Kohle 1936, S. 255.

<sup>16)</sup> Maschinenbau, Der Betrieb 1935, S. 302. — Bitumen 1936, S. 20.

<sup>17)</sup> Kress, Bautechn. 1924, S. 205.

<sup>18)</sup> Schaper, Bautechn. 1935, S. 1. — Bernhard, Bautechn. 1935, S. 251.

### 4. Schutzanstriche.

Als bester Grundanstrich für Eisen wird Bleimennige gehalten (12, S. 388). Es wird dann hervorgehoben, daß Eisenmennige oder andere Eisenoxyde enthaltende Mineralfarben niemals die Bleimennige zu ersetzen vermögen, weil das chemische Verhalten der Ölsäure des Leinöls zu dem Bleioxyd durch Bildung einer widerstandsfähigen Verbindung (sogenannte Bleiselfen)<sup>19)</sup> ein anderes ist als zu dem neutralen Eisenoxyd.

Bei der Auswahl der Mineralfarben für Deckanstriche ist auf das sehr verschiedene Verhalten der unmittelbaren Einwirkung der Sonnenstrahlen zu achten, so eignet sich Zinkweiß weniger als Bleiweiß als Wetterfarbe (12, S. 391). Er fordert chemische Reinheit der Deckfarben ohne Zusätze von Schwespat, Gips usw., weil diese, um das Deckvermögen der reinen Farben zu erzielen, in dickerer Schicht aufgetragen werden müssen, leichter rissig werden und leichter abblättern als die in dünnerer Schicht aufgetragenen Farbanstriche.

Von besonderem Interesse ist auch die Ansicht über die Bindemittel. Dem Einfluß der Witterung widerstehen am besten die Wetterfarben mit reinem Leinölfirnis bester Ware. Dagegen eignet sich dieser wie auch fetter Lackfirnis weniger für Unterwasseranstriche. Steinkohlentecr sollte wegen des Gehalts an Ammoniaksalzen, die das Eisen angreifen, nicht unmittelbar auf Eisen gestrichen werden.

Für die Reinigung der zu streichenden Flächen von Schmutz, Rost und Resten früherer Anstriche wird entweder das Abkratzen mit Schab-eisen und Drahtbürsten oder aber das chemische Verfahren durch Behandeln mit verdünnter Salzsäure und nachherigem Tauchen in Kalkwasser und Abwaschen mit Wasser oder stark verdünnter Sodalaug empfohlen (12, S. 396).

### 5. Überzüge von Zement.

Zum Schutze von Eisenteilen unter Wasser wurden früher vielfach Überzüge aus Zement verwendet (12, S. 398). Sie finden aber auch heute noch Verwendung zum Schutze gegen Rauchgase, und zwar gewöhnlich nach dem Torkretverfahren<sup>20)</sup>.

### 6. Rostschutzanstriche bei der Deutschen Reichsbahn.

Die erheblichen Zerstörungerscheinungen, die an stählernen Brücken nach dem Kriege festgestellt wurden, zwangen, sich mit der Frage der Zusammensetzung und der Herstellung der Rostschutzfarben zu beschäftigen. Die Farben, die früher zur Verwendung kamen, waren mehr oder weniger Geheimfabrikate der Farbenfabriken<sup>21)</sup>. Die Güte einer Farbe ist nicht nur durch die Güte des Farbkörpers, sondern hauptsächlich auch durch die Güte des verwendeten Bindemittels bedingt<sup>22)</sup>. Weiter spielen die Filmdicke eines Anstrichs, die Anzahl der Anstriche und die Durchführung eines Anstrichs selbst eine wichtige Rolle<sup>23)</sup>. Von der Reichsbahn wurden daher im Jahre 1925 zum ersten Male besondere Bedingungen für die Lieferung der Farben für Eisenbauwerke, für die Entrostung und das Anstreichen von Eisenbauwerken und Richtlinien für die Ausführung und Unterhaltung des Anstrichs von Eisenbauwerken herausgegeben<sup>24)</sup>, die nun sämtlich seit 1931 in den Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken zusammengefaßt sind<sup>25)</sup>. Nach diesen dürfen nur Leinölfarben verwendet werden, und zwar sind zwei Grundanstriche aus Bleimennige und zwei Deckanstriche vorgesehen<sup>26)</sup>. Die Grundanstriche sollen für den Stahl den eigentlichen Rostschutz bilden, die Deckanstriche den Wetterschutz übernehmen. Für die Deckanstriche können als Farbkörper Bleiweiß, Eisenglimmer, Zinkoxyd und Eisenoxyd gewählt werden. Jede der zur Verwendung zugelassenen Ölfarben ist in den Rostschutzvorschriften in der Zusammensetzung nach Gewichtsteilen, Farbkörper, Bindemittel und Verdünnungsmittel genormt. Für die Ausführung der Anstriche ist zu beachten, daß sofort nach Entrostung die zu streichenden Teile mit einem dünnen Leinölfirnis zu versehen sind<sup>27)</sup>, auf den möglichst bald der Grundanstrich aufzubringen ist.

Die Bestrebungen zur Verbesserung des Anstrichs von Eisenbauwerken werden bei der Reichsbahn besonders beachtet<sup>28)</sup>. Zur Beurteilung neuer Anstrichstoffe oder neuer Rostschutzmittel werden diese verschiedenen Prüfungen unterworfen:

<sup>19)</sup> Herrmann, Ztrbl. d. Bauv. 1924, S. 411. — Spennrath (s. unter 11), S. 5, spricht dagegen.

<sup>20)</sup> Schaechterle, B. u. E. 1914, S. 262, 264 u. 313. — Der Eisenbahnfachmann, Sonderheft Brückenbau 1926, S. 29. Verlag Hermann & Co.

<sup>21)</sup> Graf u. Göbel, S. 181. — Schaper, Bautechn. 1925, S. 505; 1933, S. 2.

<sup>22)</sup> Ebert, D. Bauztg. 1896, S. 245. — Spennrath, S. 32. — Herrmann, Ztrbl. d. Bauv. 1924, S. 411.

<sup>23)</sup> Hülsenkamp, Bautechn. 1925, S. 187.

<sup>24)</sup> Schaper, Bautechn. 1925, S. 505.

<sup>25)</sup> Klett, Bautechn. 1928, S. 473 u. 502; 1931, S. 287.

<sup>26)</sup> Schaper, Bautechn. 1931, S. 2.

<sup>27)</sup> Dr. Hoffmann (s. unter 3), S. 16, im Gegensatz zu Spennrath (s. unter 11), S. 32. — Süddeutsche Bauztg. 1897 (s. unter 8).

<sup>28)</sup> Hülsenkamp, Bautechn. 1926, S. 682.

1. der chemischen, z. T. auch schon einer physikalischen Untersuchung der Farbe,
2. einer Kurzprüfung mit wechselnden Beanspruchungen von Wasser, Wasserdampf, schwefliger Säure und ultravioletten Strahlen<sup>29)</sup>,
3. Freilagerversuchen und
4. Versuchsansstrichen an betriebsfertigen Bauwerken.

Sämtliche Versuche werden stets im Vergleich zu Regelanstrichen nach den Rostschutzvorschriften durchgeführt. Versuche an Bauwerken werden im allgemeinen nur nach befriedigendem Ausfall der chemischen Untersuchung, der Kurzprüfung und gewöhnlich auch erst nach dem Freilagerversuch ausgeführt. Die Freilagerversuche werden auf besonders eingerichteten Prüfständen in klimatisch verschiedenen Gegenden Deutschlands mit Versuchstafeln in gleicher Größe und Form durchgeführt. Um eine möglichst gleichmäßige Arbeit und einheitlichen Anstrich zu erhalten, werden alle Tafeln in derselben Weise mit Sandstrahl metallrein vorbehandelt und die Anstriche von demselben erfahrenen Anstreicher durchgeführt. Zum Vergleich der Anstriche wird außerdem das Gewicht aller Anstriche auf den Tafeln ermittelt.

#### 7. Versuchsergebnisse mit Rostschutz-Leinölfarben.

Die Versuche mit verschiedenen Grundfarben ergaben, daß Bleimennige als die beste Grundfarbe anzusehen ist<sup>30)</sup>. Die beste Deckfarbe ist die Eisenglimmerfarbe, dann folgt die Bleiweißfarbe, dann die Zinkoxydfarbe<sup>31)</sup>. Mischungen von Bleiweiß-Eisenglimmer-Farben sind Mischfarben Zinkoxyd-Bleiweiß und Zinkoxyd-Eisenglimmer vorzuziehen. Sämtliche Mischfarben sind aber den reinen Eisenglimmer- und den reinen Bleiweißfarben unterlegen. Alle Anstriche mit bunten Farben haben weniger gehalten als Anstriche mit grauen Farben (Eisenglimmer, Bleiweiß).

Bei den Versuchen mit verschiedenen Bindemitteln, wie Leinöl, Leinölfirnis mit Standöl- und Holzölszusätzen und anderen, wurde festgestellt, daß die Farben mit Leinölfirnis-Standöl besser als reine Leinölfirnisfarben sind<sup>32)</sup>.

Vergleichsversuche zwischen gekupferten und ungekupferten mit Ölfarben gestrichenen Baustählen ergaben, daß bei Stählen, die gestrichen werden, ein Kupferzusatz entbehrlich ist<sup>33)</sup>.

Versuchsansstriche mit Rostschutzfarben, die im sogenannten Naß-auf-Naß-Spritzverfahren<sup>34)</sup> und im gewöhnlichen Streichverfahren aufgebracht wurden, zeigten den Vorteil des Naß-auf-Naß-Verfahrens. Er besteht darin, daß ein weiterer Anstrich auf den vorhandenen aufgebracht werden kann, auch wenn dieser noch nicht abgetrocknet ist. Damit kann eine Verkürzung der Anstrichzeit erzielt werden. Das Verfahren ist daher in die Rostschutzvorschriften aufgenommen worden.

Seit verhältnismäßig kurzer Zeit sind auch Versuche im Gange, Farben auf taufeuchten Untergrund nach dem Taufeuchtverfahren<sup>35)</sup> zu streichen. Für diesen Zweck soll sich auch das Pahlische Verfahren eignen<sup>36)</sup>, nach dem pastenförmige Farben nach Erwärmen in einer Pistole durch diese aufgespritzt werden. Nach der kurzen Zeit, seit die Versuche laufen, kann noch kein Urteil über den Wert der beiden Verfahren gegeben werden.

Versuche darüber, ob allgemein das Spritzen von Farben beim Anstrich von Brückenbauwerken dem gewöhnlichen Pinselverfahren vorzuziehen ist, zeigen, daß die örtlichen Bedingungen, die mitunter wesentlich verschieden sind, ausschlaggebend für die Wahl des Verfahrens sind.

Auch sind Versuche eingeleitet worden, um festzustellen, welche Art der Entrostung, ob Hand- oder Sandstrahlentrostung, vorzuziehen ist. Die chemische Entrostung ist in den Rostschutzvorschriften nicht erwähnt (s. auch unter 10). Gestrichene Tafeln, an denen die Walzhaut mit dem Rost durch Sandstrahl entfernt wurde, sind nach diesen Versuchen stärker verrostet als die nur entrosteten Tafeln<sup>37)</sup>. Dies stimmt mit früheren Erfahrungen überein<sup>38)</sup>. Trotzdem sind hierüber die Ansichten verschieden<sup>39)</sup>. Bei Brücken wird erfahrungsgemäß für die Hauptteile frisches Walzisen, und zwar meistens als ebene Flächen verwendet, bei denen die Walzhaut fest sitzt<sup>40)</sup>. Hier dürfte das Entfernen des losen Zunders genügen. Ein vollständiges Entfernen der Walzhaut vor dem ersten Werkanstrich (nicht aber bei Teilen, die unter Wasser zu liegen kommen) dürfte eine unnötige Ausgabe sein, da erfahrungsgemäß ein Neuanstrich weniger durch die

Verrostung der großen zusammenhängenden Flächen als durch die stärkere Verrostung der Kanten, Ab- und Ausrundungen bedingt wird. Anders ist es dagegen bei Profilleisen, die vielfach vor ihrer Verwendung lange Zeit im Freien lagen. Bei diesen dürfte eine vollständige Entrostung mit Entfernung der Walzhaut nicht zu umgehen sein.

#### 8. Versuche mit bituminösen Anstrichstoffen.

Bituminöse Anstrichstoffe dürfen nach den Rostschutzvorschriften nur bei Flächen verwendet werden, die nicht oder nur wenig von Sonnenlicht getroffen werden oder unter Wasser liegen. Am vorteilhaftesten scheint für diesen Zweck Bleimennige-Grundierung mit zwei Deckanstrichen<sup>41)</sup>. Der Bleimennige-Grundanstrich soll vor dem Aufbringen der Deckanstriche gut durchtrocknen, weil sonst das Lösungsmittel der nachfolgenden Bitumen- oder Teeranstriche in den frischen Bleimennige-Film eindringt, ihn erweicht und damit zur Rissebildung führt.

Durch Versuche ist ermittelt worden, daß Deckanstriche aus einer Auflösung von Steinkohlenteerpech in leichtem Steinkohlenteeröl Deckanstrichen aus gelösten Asphaltbitumen gleichwertig sind.

Auf Grund der Erfahrungen mit Unterwasseranstrichen bei der Wasserbauverwaltung sind vom Reichsverkehrsministerium besondere Richtlinien für Unterwasseranstriche aufgestellt worden, die auch von der Reichsbahn für ihren Bereich übernommen worden sind. Nach diesen sind Versuche im Gange, die das beste Anstrichverfahren für Unterwasseranstriche ergeben sollen.

#### 9. Neue Versuche.

Durch neu eingeleitete Versuche mit einheimischen Rohstoffen soll ermittelt werden, in welchem Umfange einmal die Farbkörper, die vorwiegend fremden Ursprungs sind, vor allem die Bleimennige, durch heimische Stoffe ersetzt werden können. Zum zweiten sind auch Bindemittelversuche eingeleitet worden. Sie dienen dazu, um zu prüfen, ob auch das Leinöl, das ebenfalls zum größten Teil eingeführt werden muß, durch andere Stoffe ersetzt werden kann. Schon vor einigen Jahren sind Versuche mit Erzeugnissen der I. G. Farbenindustrie mit Deckfarben eingeleitet worden, in denen Alkydal als Selbstbindemittel oder in Verbindung mit trocknenden Ölen, ebenso Nitrozellulose, ferner Benzylzellulose, außerdem chlorkautschukhaltiger Lack je als Bindemittel auf Bleimennige-Grundierung (Leinölbasis) sowie auch auf chlorkautschukhaltiger Bleimennige-Grundierung geprüft wird.

Bei den neu eingeleiteten Versuchen für die Grundfarben wurde durchweg Leinöl als Bindemittel gewählt. Die verschiedenen Farbkörper, die in Vergleich gesetzt worden sind, sind Sigal (Aluminium-Silicium-Legierung), Silcar (Siliciumkarbid), Carnitt (Eisenoxyd-Aluminiumsilikat auf Steinkohlenbasis), Bauxit (Eisenoxyd-Aluminiumoxyd, Hammerschlag (Eisenoxydul), Eisenoxyd und andere.

Die neuen Bindemittelversuche erstrecken sich nun in größerem Umfang auf Vergleichsversuche mit Leinölfarben auf

1. besonders vorbehandelte Öle,
2. Kunstharz-Leinöl,
3. Kunstharz-Nitrozellulose,
4. Chlorkautschuk-Leinöl,
5. Transtandöl,
6. Teer und Bitumen,
7. Wachs und sonstige Überzüge.

Die Farben wurden mit einem Farbkörper nach dem Wunsche der sich beteiligenden Firmen sowohl für den Grundanstrich als für zwei Deckanstriche von der Firma selbst angerieben, außerdem aber nach dem Verlangen der Reichsbahn mit dem Farbkörper Bleimennige für die Grundfarbe und Eisenglimmer-Aluminium für die Deckfarben.

Die Farben werden zur Zeit nach dem beschriebenen Verfahren geprüft, außerdem sind von sämtlichen Farben Anstriche auf Tafeln in einem Eisenbahntunnel ausgehängt, um sie auch auf das Verhalten gegen Rauchgase zu prüfen.

Über den Wert der Farben und über ihre zweckmäßige Zusammensetzung kann zur Zeit noch nichts gesagt werden. Für eine Normung dürfte aber vermutlich allein die Festsetzung der chemischen Zusammensetzung, wie sie bisher bei den Regelfarben nach den Rostschutzvorschriften durchgeführt ist, nicht genügen. Die neuen Farben haben gewöhnlich einen hohen Anteil von Lösungsmitteln und Trockenstoffen, die die Farbe in der Haftfestigkeit, Elastizität, Dehnung, Zerreißfestigkeit und Wasseraufnahme beeinflussen. Schon früher<sup>42)</sup> wurde an den Rostschutzvorschriften bemängelt, daß Zusammensetzungsnormen nicht genügen, sondern daß diese durch Gütenormen hinsichtlich der physikalischen Eigenschaften ergänzt werden müßten. Im „Bahningieur“<sup>43)</sup> ist z. B. über

<sup>41)</sup> Wedler, Unterwasseranstriche, Bautechn. 1934, S. 232. — Kindscher, Unterwasseranstriche, Bautechn. 1935, S. 38. — Bärenfänger, Bautenschutz in Seewasser, Bautenschutz 1936, S. 41.

<sup>42)</sup> Bautechn. 1928, S. 200.

<sup>43)</sup> Hübner, Bahningieur 1935, S. 839.

<sup>29)</sup> Hülsekamp, R.-Bahn 1926, S. 629.

<sup>30)</sup> Schaper, Bautechn. 1930, S. 2; 1931, S. 2; 1935, S. 1; 1936, S. 1.

<sup>31)</sup> Bautenschutz 1936, S. 17.

<sup>32)</sup> Schaper, Bautechn. 1935, S. 1.

<sup>33)</sup> Schaper, Bautechn. 1935, S. 1.

<sup>34)</sup> Schaper, Bautechn. 1931, S. 2; 1935, S. 5. — Kado, Neuzeltlicher Brückenanstich. Sonderabdruck der R.-Bahn 1928, Heft 5.

<sup>35)</sup> Farbenzeitung 1934, S. 424. — Bautechn. 1934, S. 577.

<sup>36)</sup> Farbenzeitung 1936, S. 515.

<sup>37)</sup> Schaper, Bautechn. 1936, S. 1.

<sup>38)</sup> D. Bauztg. 1896, S. 254. — Herzka, Eisenbau 1915, S. 219. — Klöppel, Unterhaltungskosten von Stahlbauwerken 1934, S. 117 ff. Verlag Noske, Borna-Leipzig. — Hoffmann, Sonderabdruck, S. 17.

<sup>39)</sup> Graf u. Göbel, S. 181. — Reyman, Eisenbau 1916, S. 42. — Blom, Bautechn. 1936, S. 276.

<sup>40)</sup> Schumacher, Bautechn. 1933, S. 321.

die Prüfung der Nitroanstrichmittel für Fahrzeuge eine Ergänzungsprüfung zur chemischen Untersuchung beschrieben, wie sie von der Farbenprüfstelle im Reichsbahnausbesserungswerk Berlin-Schöneweide durchgeführt wird. Sie erstreckt sich auf Zähflüssigkeit, Deckfähigkeit, Gehalt an festen Bestandteilen, Dicke des Anstrichs, Härte des Anstrichs, Zerreibfestigkeit, Wasseraufnahmefähigkeit und Laugenfestigkeit. Da aber die Haftfestigkeit der Farbe an den stark beanspruchten Brückenteilen<sup>44)</sup> im Laufe der Jahre nachläßt, müßten mit den Farbfilmen und mit Stahlteilen, die mit Farben gestrichen sind, Dauerversuche durchgeführt werden, wie sie von Prof. Blom in Zürich beschrieben sind<sup>45)</sup>. Dies scheint von besonderem Interesse zu sein, da nach neueren Feststellungen<sup>46)</sup> das Elektrodenpotential von Eisen mit zunehmender mechanischer Spannung sich zu unedleren Werten verschiebt. Da weiter höher beanspruchte Konstruktionsteile ein niedrigeres Anfangspotential als die niedriger beanspruchten Teile desselben Materials aufweisen, dürfte zu prüfen sein, ob dies auch für gestrichene Eisenteile gilt, d. h. es wäre festzustellen, ob die gestrichenen und höher beanspruchten Eisenteile als Anoden stärker verrosten als die niedriger beanspruchten Teile. Weiter wäre noch zu prüfen, in welchem Maße bei dem Altern der Anstriche die Dehnbarkeit und Haftfestigkeit der Filme nachläßt<sup>47)</sup>. Auch müßte hierbei der Einfluß von Wärme und Kälte geprüft werden, da nach Spennrath<sup>48)</sup> der Film haltbarer sein soll, dessen Farbkörper das geringere Raumgewicht besitzt.

#### 10. Ausführung der Anstriche an Stahlbauten.

Nach den Rostschutzvorschriften ist die Beschaffung der Rostschutzfarben und die Durchführung der Anstriche nicht an einen Unternehmer zu vergeben. Für die Auswahl der Farben kann der wirtschaftlichste

<sup>44)</sup> Hoffmann, Sonderabdruck, S. 15.

<sup>45)</sup> Diskussionsbericht, 15. Bericht N 38 d. Eidg. Mat.-Prüf.-Anst. (Teil II), Experimentelle Unterlagen für die Bewertung von Anstrichstoffen.

<sup>46)</sup> Korrosion und Metallschutz 1936, S. 80 u. 81.

<sup>47)</sup> Korrosion und Metallschutz 1936, S. 67.

<sup>48)</sup> Spennrath, S. 17 u. 21.

Anstrich, wie er nach Formeln berechnet werden kann<sup>49)</sup>, ausschlaggebend sein, sofern die Farben nicht erfahrungsgemäß ausgewählt werden. Für die Vergebung der Anstricharbeiten gelten die Technischen Vorschriften für Bauleistungen (DIN 1976, Maler- und Anstricharbeiten), die Allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen (DIN 1961) und die Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken. Weiter können hierfür die Erfahrungen beim Anstrich des Schiffshebewerks Niederfinow<sup>50)</sup> nutzbar gemacht werden.

Bei neuen Stahlbauten geschieht die Vorbehandlung des Untergrundes und der erste Bleimennigeanstrich im Stahlbauwerk. Die weiteren Anstriche folgen auf der Baustelle. Die Farben werden nur von Farbwerken bezogen, die auf Grund besonderer Prüfungen bei der Reichsbahn zugelassen sind. Aus jeder Lieferung werden Proben einer besonderen Güteprüfung unterzogen, für die die Lieferbedingungen der Rostschutzvorschriften und des Reichsausschusses für Lieferbedingungen (RAL)<sup>51)</sup> maßgebend sind.

#### 11. Unterhaltung der Anstriche an Bauwerken.

Für ein Bauwerk ist eine gute und zweckdienliche Unterhaltung der Anstriche von großem Wert<sup>52)</sup>. Die Rostschutzvorschriften schreiben nur bei stärkerer Verrostung der ganzen Flächen von Rostgrad 3 an<sup>53)</sup>, d. h. bei einer Verrostung von etwa 15% und mehr vor, daß nach vorheriger Entrostung der Anstrich vollständig erneuert werden soll. Bei sonst gut erhaltenem Anstrich mit nur einzelnen Roststellen sind nur diese auszubessern. Wird bei den vorgeschriebenen Prüfungen starke Verwitterung (Kreiden) des Deckanstrichs festgestellt, so ist möglichst bald ein neuer Deckanstrich mit standöhlhaltiger Farbe durchzuführen. Eine vollständige Entrostung sollte möglichst vermieden werden. (Schluß folgt.)

<sup>49)</sup> Hülsenkamp, Bautechn. 1927, S. 672. — Herzka-Reyman, Bautechn. 1928, S. 200.

<sup>50)</sup> Wiggers, Bautechn. 1935, S. 205.

<sup>51)</sup> Beuth-Verlag.

<sup>52)</sup> Schröder, Bautechn. 1931, S. 735. — Schumacher, Bautechn. 1933, S. 320. — Bautenschutz 1936, S. 17.

<sup>53)</sup> Rostgradskala DIN DVM 3210.

Alle Rechte vorbehalten.

## Statische Messungen an der Wettsteinbrücke in Basel.

Von Prof. Dr. L. Karner, E. T. H. Zürich, SIA und VDI, General-Sekretär der Intern. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau.

Die Zunahme der Intensität des Straßenverkehrs im Bereich großer Städte erfordert sehr häufig die Verbreiterung bestehender Straßenbrücken. Die Durchführung solcher Verbreiterungen ist besonders dann schwierig, wenn die Arbeiten bei Aufrechterhaltung des Verkehrs ausgeführt werden müssen, und wenn die bestehenden Tragkonstruktionen und Gründungen erhalten bleiben bzw. in das System des verbreiterten Bauwerks eingefügt werden müssen. Ein solcher interessanter Fall liegt bei der Wettsteinbrücke in Basel vor, bei der die bestehende Brücke aus Schweißeisen ist und deren Tragkonstruktion in ihrem räumlichen Aufbau rechnerisch schwierig zu erfassen ist. Die im weiteren nur kurz angedeuteten Verbreiterungsarbeiten bei dieser Brücke erinnern in vieler Beziehung an andere, bereits mit Erfolg durchgeführte Brückenverbreiterungen in Deutschland, von denen wir nur die Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz<sup>1)</sup> und die Rheinbrücke zwischen Koblenz und Pfaffendorf<sup>2)</sup> erwähnen. Während nun aber bei den erwähnten Bauaufgaben die bestehende alte Schweißeisenkonstruktion teilweise verstärkt und außerdem mit der neuen Verbreiterungskonstruktion in mehr oder weniger steife Verbindung gebracht wurde (statisches Zusammenwirken der alten und neuen Bauteile), wird die Verbreiterung der Wettsteinbrücke so durchgeführt, daß alte und neue Konstruktion vollständig getrennt bleiben und keinerlei gegenseitige Kräfteübertragung stattfindet. Da außerdem im Kräftespiel der Schweißeisenkonstruktion vor und nach dem Umbau nichts geändert wird, und außerdem keinerlei aus Festigkeitsgründen bedingte Verstärkungen vorgenommen werden müssen, liegt hier ein besonders interessanter Fall einer Brückenverbreiterung vor.

Eine der schwierigsten Aufgaben, die vom Baudepartement Basel dem Verfasser dieses Aufsatzes gestellt wurde, war die Frage nach der Festigkeit und Sicherheit der bestehenden Konstruktion für die nach dem Umbau bzw. nach der Verbreiterung der Brücke auf den alten Teil entfallende Belastung aus Eigengewicht und Nutzlast. Da, wie schon angedeutet, die ganze räumliche Gliederung der Brücke rechnerisch sehr schwer zu erfassen ist, d. h. daß es sich also um ein hochgradig statisch unbestimmtes Tragwerk handelt, wurde diese Aufgabe nicht auf rechnerischem Wege durchgeführt, sondern mit Hilfe von eingehenden statischen Messungen der Dehnungen, Durchbiegungen, Neigungsänderungen usw. am Bauwerke selbst gelöst. Diese Messungen berücksichtigen die tatsächlichen statischen Verhältnisse des Bauwerks; sie

enthalten in ihren Ergebnissen die wirkliche Gliederung des Brückenüberbaues, sie berücksichtigen die tatsächliche Verteilung der Lasten in der Quer- und Längsrichtung, sie geben die Wirkung aller auftretenden Nebeneinflüsse, Außermittigkeiten usw. wieder und sind somit unabhängig von allen Annahmen, die sonst getroffen werden müssen, um eine rechnerische Untersuchung praktisch durchführbar zu gestalten.

Der nachfolgende Aufsatz berichtet über die Durchführung dieser statischen Messungen an der Wettsteinbrücke; er bezieht sich nicht auf die schließliche Auswertung der Messung und auf deren Auswirkung auf den Umbau. Die Messungen sind nicht nur deswegen interessant, weil sie in dieser Art und in diesem Umfange überhaupt noch nie durchgeführt wurden, sondern sie geben einen Einblick in das Meßverfahren und zeigen die Möglichkeiten, wie man an bestehenden Bauwerken mit verwickeltem konstruktivem Aufbau sich Einblick in die Festigkeitsverhältnisse verschaffen kann, wenn rechnerische Untersuchungen zu schwierig und unsicher sind.

#### I. Beschreibung der zu messenden Brücke.

Die Wettsteinbrücke in Basel überbrückt den Rhein in drei bogenförmigen Öffnungen von insgesamt 200 m Länge. Die Fahrbahn der bestehenden Brücke ist 8,6 m breit, die beiden seitlichen Fußwege haben je 1,6 m Breite, so daß für den Verkehr eine Gesamtbreite von 12,6 m zur Verfügung steht. Die Brücke bildet eine der wichtigsten Verbindungen zwischen Großbasel und Kleinbasel und dient ganz besonders dem Verkehr zwischen dem Zentralbahnhof der S. B. B. und dem Bahnhof der Deutschen Reichsbahn. Der Verkehr über die Brücke ist außergewöhnlich groß, und besonders zu gewissen Tageszeiten treten Verkehrsanhäufungen auf, die von der Brücke nicht mehr zufriedenstellend bewältigt werden können. Das Baudepartement Basel hat auf Grund eingehender Verkehrszählungen und Studien festgestellt, daß an Stelle der bisherigen Verkehrsbreite von 12,6 m eine solche von 21,5 m Gesamtbreite notwendig ist. Die Tragkonstruktion der bestehenden Brücke stammt aus dem Jahre 1879, das Material ist Schweißeisen. Die vorangegangenen überschlägigen statischen Untersuchungen, zusammen mit der materialtechnischen Prüfung des Baustoffes, ließen den Gedanken auf Weiterverwendung der bestehenden Schweißeisenkonstruktion im Rahmen eines Umbaus der Brücke für die gewünschte neue Verkehrsbreite entstehen. Die genauen statischen Messungen an diesem Bauwerke ergaben schließlich die Möglichkeit, die bestehende Konstruktion ohne Verstärkungen oder — besser gesagt — ohne solche Verstärkungen, die durch Beanspruchungen bedingt sind, wieder zu verwenden.

<sup>1)</sup> s. Bautechn. 1932, Heft 46 u. 48, S. 607 u. 634; 1933, Heft 19 u. 38, S. 249 u. 511.

<sup>2)</sup> s. Bautechn. 1935, Heft 49 u. 51, S. 651 u. 677.

Da für den endgültigen Umbau eine Ausführung gewählt wurde, bei der auch die Pfeiler und Widerlager der bestehenden Brücke ohne Veränderung in der Gründung benutzt werden können, und da während des Umbaus der Verkehr über die Brücke voll aufrechterhalten werden kann, bietet das ganze Bauwerk ein besonders interessantes Beispiel einer wirtschaftlichen Brückenverbreiterung.

Abb. 1 zeigt die Wettsteinbrücke in ihrer jetzigen Form. Der schweißeiserne Überbau besteht für jede Öffnung aus fünf Hauptträgern, deren Obergurte gleichzeitig Längsträger der Fahrbahn sind. Zwischen je zwei Hauptträgern ist noch ein Längsträgerstrang angeordnet, der die Belastungen der Fahrbahn durch Fachwerkquerträger in die benachbarten Hauptträger überträgt. In der bestehenden Brücke liegen die Belagereisen der Fahrbahn unmittelbar auf den Längsträgern bzw. auf den Obergurten der Hauptträger auf. Abb. 2 orientiert über die Anordnung der Schweißeisenkonstruktion. Jeder Hauptträger ist ein an den Widerlagern

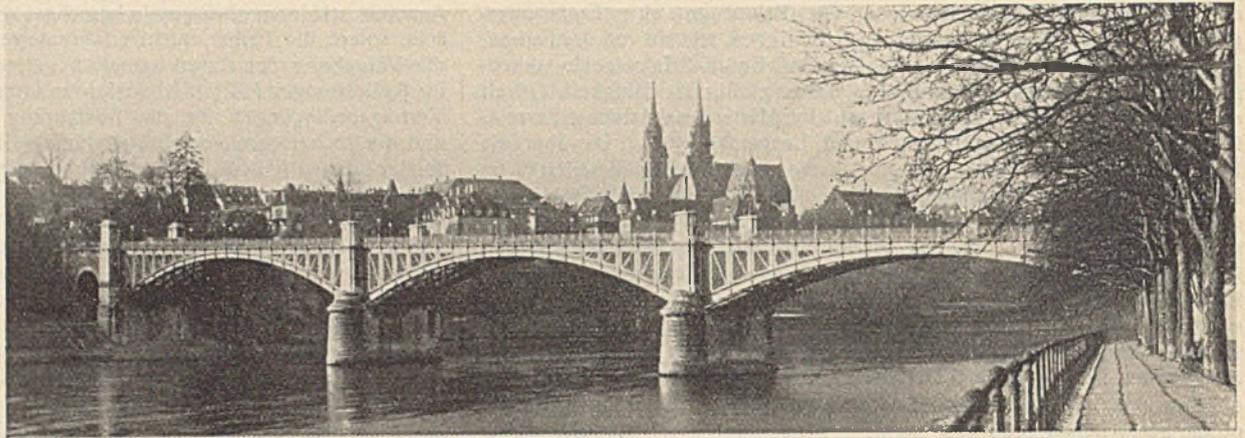


Abb. 1. Ansicht der Wettsteinbrücke über den Rhein in Basel vor der Verbreiterung.

Die Schwierigkeiten in der genauen Beurteilung der statischen Verhältnisse liegen nun besonders darin, daß der Grad der elastischen Einspannung an den Auflagern der Bogen nicht bekannt ist. Ferner muß berücksichtigt werden, daß die Anschlüsse der Diagonalen und Pfosten vielfach stark außermittig sind. Besonders umständlich gestaltet sich die richtige Erfassung der Verteilung der Belastung in der Längs- und Querrichtung der Brücke, da der Steifigkeitsgrad wegen der sehr wechselnden Höhe der

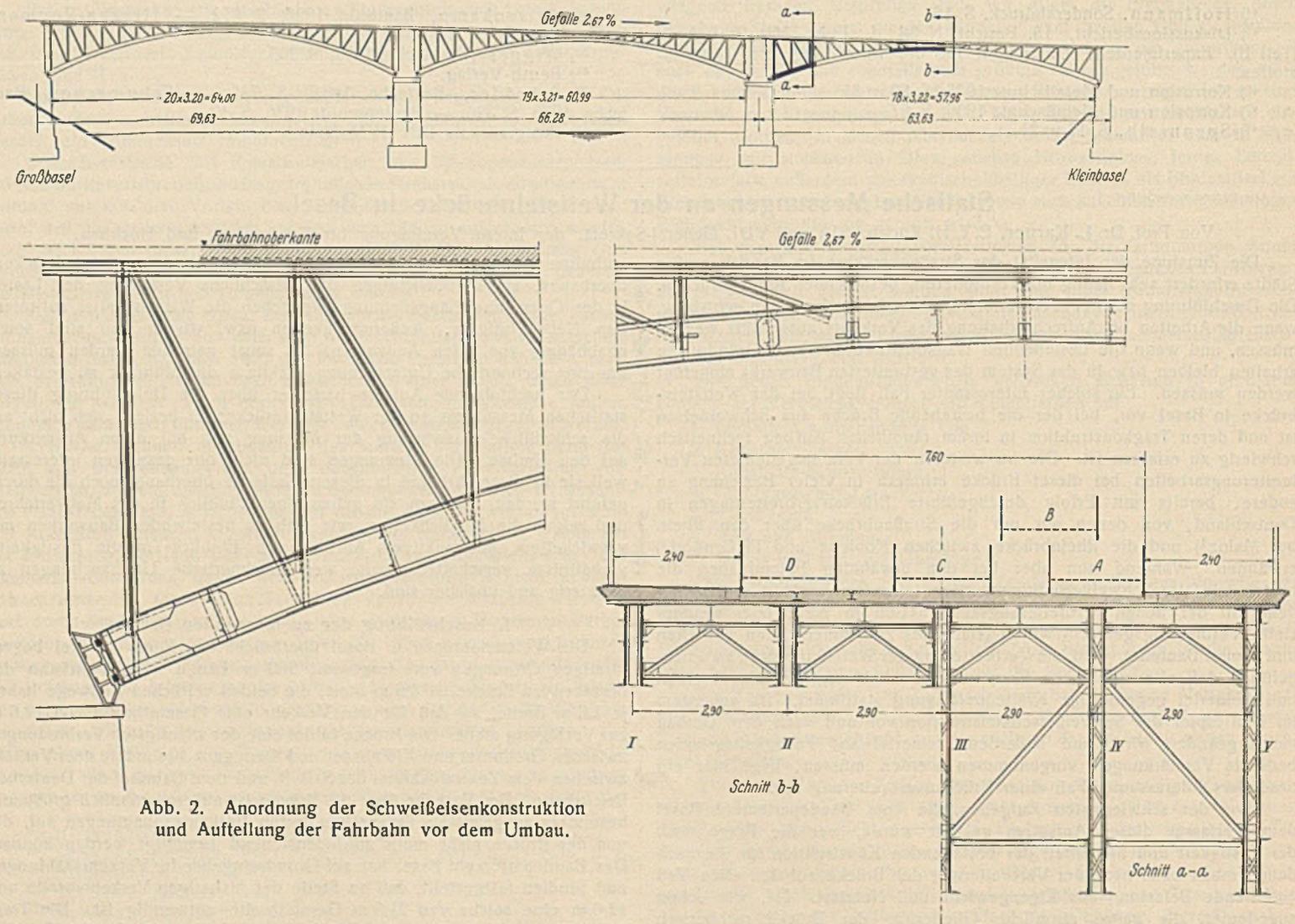


Abb. 2. Anordnung der Schweißeisenkonstruktion und Aufteilung der Fahrbahn vor dem Umbau.

bzw. Pfeilern mehr oder weniger elastisch eingespannter Bogen, der durch ein Fachwerk mit einseitig nach der Brückenmitte zu fallenden Diagonalen versteift ist. Im alten Zustande trugen die äußeren Hauptträger eine Verkleidung mit rahmenartigen Feldern, die durch Netzwerke ausgefüllt waren. Man erkennt dies an Abb. 1 deutlich, und man steht dort auch die Diagonalen des äußeren Hauptträgers durch das Netzwerk scheinen<sup>3)</sup>.

<sup>3)</sup> Da der Umbau der Brücke demnächst beginnt, sind die Verkleidungen zur Zeit bereits entfernt.

Hauptträger stark veränderlich ist. Eine einwandfreie rechnerische Nachprüfung aller auftretenden Beanspruchungen stößt daher von vornherein auf beträchtliche Schwierigkeiten, und auch bei erheblichem Aufwande an Zeit würde der Genauigkeitsgrad einer solchen Rechnung ein ungenügender sein.

Diese Überlegungen führten zu dem Entschluß, durch eingehende statische Messungen Aufschluß über die tatsächlich auftretenden Beanspruchungen und Verformungen im Bauwerk zu erhalten.

II. Wahl des Meßverfahrens.

Da es sich bei diesen Messungen nicht um Kontrollmessungen handelt, um etwa an einzelnen Stellen das Ergebnis einer statischen Untersuchung nachzuprüfen, da die Messung vielmehr die statische Berechnung zu ersetzen hat, und da wir Aufschluß verlangen für alle möglichen ungünstigsten Laststellungen, ergibt sich die Notwendigkeit, an den in Frage kommenden Stellen Dehnungen, Verdrehungen und Durchbiegungen durch Festlegung von Einflußlinien zu bestimmen. Einflußlinien zur Messung der einzelnen Ordinaten das Vorhandensein einer wandernden Einzellast. Dieser Gedanke führte zu einer Art der meßtechnischen Untersuchung, die von den sonst üblichen Verfahren vollständig abweicht und bisher in der Art und Weise, ganz besonders aber in diesem Ausmaße, noch nie durchgeführt worden ist.

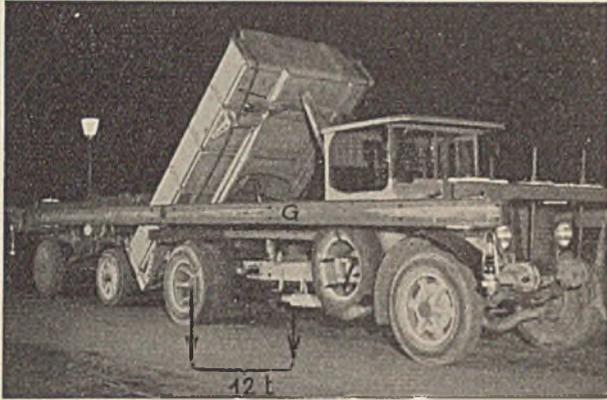


Abb. 3. Der Einachs-Lastwagen zur Durchführung der statischen Messungen.

Für die praktische Durchführung der Messung wurde selbstverständlich nicht eine Einzellast, sondern eine Einachslast gewählt. Schwierigkeiten bereitet die Frage der Festlegung der Größe dieser Last. Bei Brücken von großer Stützweite, wie im vorliegenden Falle, muß diese Einzellast relativ sehr groß werden, damit sie in den einzelnen Bauteilen gut meßbare Dehnungen und sonstige Verformungen erzeugt. Dies gilt besonders an solchen Stellen, wo der Einfluß der Last gering ist, also an Stellen mit kleinen Ordinaten der Einflußlinien. Da bei der Auswertung der Einflußlinien das Superpositions-gesetz verwendet wird, müssen wir eben sicher sein, daß die gemessenen Einflußordinaten der Einzellast genügend genau sind und nicht durch die Meß-Ungenauigkeit, herrührend von den Instrumenten sowie von Ablesefehlern usw., beeinflusst werden. Diese Überlegungen bedingen eine große wandernde Einzellast. Andererseits ist

stellung nurmehr einen Auflagerdruck von rd. 300 kg, um den Wagen noch steuern zu können.

Mit diesem Einachswagen wurde die Brückenfahrbahn in vier verschiedenen Längsstreifen A, B, C u. D befahren und die 12-t-Last in der betreffenden Spur jeweils über sämtliche aufeinanderfolgenden Querträger aufgestellt. Die Lagen der gewählten Fahrstreifen sind in Abb. 2 eingetragen. Die Einzellast wurde nicht nur in der Öffnung aufgestellt, in der die Messungen durchgeführt wurden, sondern auch in den Nachbarbrücken sowie über den Widerlagern und Pfeilern, um den gegenseitigen Einfluß zu erfassen, der durch die ununterbrochene Durchführung der Fahrbahn über die gesamte Brückenlänge sich ergibt.

Die Durchführung der Messungen für vier Fahrstreifen war selbstverständlich hauptsächlich deswegen erforderlich, um die genaue quervertellende Wirkung der Fahrbahnplatte und des gesamten räumlichen Aufbaues der Brücke zu erfassen. Die Messungen wurden in der Hauptsache (abgesehen von den Nivellements auf der Fahrbahndecke) in einer Brückenhälfte der kleineren Öffnung auf der Kleinbaseler Seite ausgeführt. Diese Öffnung hat eine Stützweite von 58.8 m, eine Pfeilhöhe von 6 m und somit ein Pfeilverhältnis von 1:9.8. Die beiden anderen Öffnungen haben größere Stützweiten, und da die Brücke nach Großbasel zu in der Steigung liegt, kleinere Pfeilverhältnisse. In der kleinsten Öffnung haben wir somit die flachste Brücke und gleichzeitig die Öffnung mit dem verhältnismäßig größten Einfluß der Nutzlast. Die in dieser Öffnung durchgeführten Messungen gestatten also auch eine sichere Übertragung der Meßergebnisse auf das statische Verhalten der beiden nicht vermessenen größeren Öffnungen. Von den fünf Hauptträgern der Weiststeinbrücke werden die drei mittleren unter der Fahrbahn stärker beansprucht als die unter den Fußwegen liegenden Außenträger. Die eingehendsten Messungen wurden daher am stromabwärts liegenden äußeren Fahrbahnhauptträger durchgeführt, während an den übrigen Hauptträgern nur in verschiedenen Querschnitten Kontrollmessungen ausgeführt wurden. Die letzteren Messungen hatten tatsächlich nur die Aufgabe von Stichproben, weil ja der Einfluß der Quersteifigkeit durch die Durchführung von vier Längsfahrten bei der Messung genügend genau erfaßt wird.

III. Organisation und Durchführung der Messung.

Bei der Durchführung der Messung wurde ein genaues Arbeitsprogramm aufgestellt, da die Durchführung der Messung eine eingehende Organisation erforderte. Da der Verkehr über die Brücke nicht bzw. nur zeitlich eingestellt werden konnte, standen für die Durchführung der Messung nur zwei Nächte zur Verfügung, in denen von 9 h abends bis 6 h morgens gearbeitet werden konnte. Die Messungen erstreckten sich auf Dehnungsmessungen, Durchbiegungsmessungen, Neigungsmessungen, Nivellements und andere Beobachtungen. Für die Durchführung der Messungen standen die Nächte vom 25. auf den 26. und vom 26. auf den 27. November 1934 zur Verfügung. Die nebenstehende Tafel 1 läßt am deutlichsten erkennen, welche große Anzahl von Laststellungen und welche große Anzahl von Instrumentenbeobachtungen durchgeführt werden mußten. In den zwei Nächten wurden fast 30 000 Ablesungen aufgenommen und in Tafeln eingetragen. Nicht gezählt sind dabei die vor den eigentlichen Messungen ausgeführten Probeablesungen, die zwischen den eigentlichen Meßfahrten des Einachswagens durchgeführten Kontrollbeobachtungen usw.; die Tafel 1 enthält nur Messungen, die später für die Auswertung benutzt wurden.

Es ist selbstverständlich, daß bei dieser großen Anzahl von Messungen jede einzelne Meßstelle, an der Ablesungen gemacht wurden, sehr gut zugänglich sein mußte, um die Ablesungen in kürzester Zeit und jederzeit kontrollierbar durchführen zu können. Trotz des bei der Messung mitwirkenden Personals von insgesamt 40 Herren spielten Sekunden bei den Ablesungen eine erhebliche Rolle. Alle Meßstellen waren durch Holzrüstungen gesichert und bequem zugänglich. Aus Abb. 4 kann man erkennen, welcher Teil der Brückenöffnung auf der Kleinbaseler Seite eingerüstet war. Außerdem war eine ausgezeichnete Beleuchtungsanlage eingerichtet. Durch die Beleuchtung mußten nicht nur die Meßeinrichtung

gut bedient werden, sondern es mußte auch allen Meßteilnehmern größtmögliche Sicherheit geboten werden. Eine besondere Fernsprechanlage diente der Verständigung zwischen der Meßleitung auf der Brückenfahrbahn, wo die Belastung organisiert wurde, und zwischen der Meßleitung unter der Fahrbahn, von wo aus die Kommandos durch Lautsprecher an die Meßteilnehmer vermittelt wurden. Jeder Teilnehmer an der eigentlichen Messung erhielt höchstens vier bis fünf Instrumente zur Ablesung zugeteilt; es war eine Signalanlage vorhanden, durch die die geschehene Ablesung

Tafel 1.

Anzahl der Meßstellen				Anzahl der Laststellungen		
		25./26. Nov.	26./27. Nov.			
				25./26. Nov.	26./27. Nov.	
A. Dehnungsmessungen (Tensometer*)	1. Bogen	60	4	A-Fahrt	25	25
	2. Diagonale	10	28	A "	25	20
	3. Pfosten	2	32	B "	25	20
	4. Obergurt	8	17	C "	25	20
	5. Querträger		36	D "	25	16
	6. Längsträger		7	D "	15	
B. Neigungsmessungen (Klinometer*)		6	6			
C. Durchbiegungen (Deflektometer*)		6	12			
D. Durchbiegungen (Nivellements)		8	8			
E. Temperaturablesungen		2	2			
Zahl der Meßstellen		102	152	Zahl der Laststellungen	140	101
Summe der Ablesungen		25./26. Nov.: 14 280 26./27. Nov.: 15 352		zusammen 29 632 Ablesungen		

\*) Hersteller: Physikalische Instrumente Huggenberger in Zürich.

jedoch die Fahrbahndecke der bestehenden Konstruktion nicht geeignet, große Achslasten aufzunehmen, und daher wurde nach reiflicher Überlegung die Achslast zu 12 t gewählt. In Abb. 3 sehen wir die praktische Durchführung dieser wandernden Einachslast. Ein schwerer Lastwagen erhielt einen beidseitigen Versteifungsträger G, auf den rückwärts ein Anhängewagen schwebend montiert wurde. Ferner wurde der kippbare Behälter des Wagens hochgestellt, so daß schließlich der Achsdruck auf den Hinterrädern 12 t betrug. Die Vorderräder erhielten bei dieser Last-

der Instrumente durch jeden Herrn zur Kommandostelle mittels eines elektrischen Zeichens bekanntgegeben wurde. Auf der zugehörigen Schalttafel bei der Kommandostelle konnte jederzeit geprüft werden, welche Meßstellen für eine bestimmte Belastung die Ablesungen bereits durchgeführt hatten. Waren alle Fertigsignale eingetroffen, wurde telefonisch nach oben die nächste Laststellung befohlen. Bei den den eigentlichen Messungen vorangegangenen Probemessungen an den vorhergegangenen Tagen konnten durch die Signalanlage schwierig zu bedienende Meßstellen festgestellt werden. Ferner wurde auf Grund der Schnelligkeit der Abmessungen jede Meßstelle besonders eingerichtet und außerdem eine geeignete Personalauswahl getroffen, die die rascheste Durchführung der Ablesungen sicherstellte. Wenn man berücksichtigt, daß bei einer einzigen Fahrt des Einachswagens (also in einer einzigen Bahn) an 100 bis 140 Meßstellen je 20 bis 25 Ablesungen gemacht werden mußten, so läßt

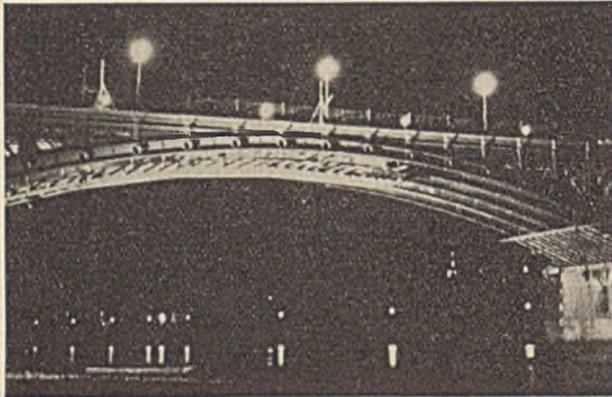


Abb. 4. Die eingerüstete Brückenöffnung während der nächtlichen Meßdurchführung.

sich leicht erkennen, daß zur Verkürzung der Ablesezeit aller Scharfsinn an Organisation aufgeboren werden mußte, um den ganzen Meßplan durchzuführen. Es würde nun hier viel zu weit führen, wenn die Einzelheiten der vorbereitenden Organisation näher beschrieben werden würden. In tagelanger Vorarbeit wurde die Aufstellung der Instrumente vorbereitet, die Meßstellen mußten gereinigt werden, die Aufstellung der Instrumente in besonderen Instrumentenplänen eingezeichnet und ihre genaue Lage in den Brückenplänen festgelegt werden. Der Vorgang bei der Aufstellung der Instrumente war ebenfalls eingehend organisiert, das Personal war in einzelne Arbeitsgruppen eingeteilt, die schon am Tage alle Arbeiten der Vorbereitung durchführten, um mit Beginn der Verkehrssperre sofort mit der Messung beginnen zu können. In den Wochen vorher mußte die große Zahl der Teilnehmer an den Messungen (außer den bei der Messung leitend beteiligten Ingenieuren der E.T.H. Zürich wirkten hauptsächlich Studierende der Hochschule mit) besonders geschult werden, um die Meßapparate verläßlich bedienen zu können. Es mußten selbstverständlich meßtechnische Vorstudien gemacht werden, in denen die Apparate an den späteren Meßstellen montiert wurden, um bei Probelastungen die Größe der Ausschläge zu prüfen. Danach wurden die Meßlängen für die einzelnen Instrumente festgelegt. Durch Überschlagsberechnungen bestimmte man vorher die mutmaßlichen Stellen ungünstiger Beanspruchungen, um dann bei Probemessungen die Instrumentenstellung in der Nähe dieser Stelle zu verändern und auf diese Weise die größten Ausschläge zu ermitteln. Bei der Auswahl der Meßstellen wurde davon ausgegangen, daß in den einzelnen Bauteilen durch Vermessung ganzer Querschnitte ein einwandfreies Bild über die auftretenden Normalkräfte und Biegemomente erhalten werden konnte. Ein Teil der Querschnitte wurde vornehmlich in den Stabmitten gewählt, um den Einfluß von Nebenspannungen infolge der steifen Knotenpunktverbindungen möglichst auszuschalten. An anderen Stellen wurden die Instrumente wiederum so aufgestellt, daß die Zusatzspannungen aus steifen Knotenpunktverbindungen, aus außermittigen Anschlüssen, aus Torsionswirkungen, infolge örtlicher Biegung usw. erfaßt werden konnten. Auf diese Weise ergaben sich schließlich auf Grund von statischen Überlegungen und unterstützt durch Vorversuche die in Tafel 1 zusammengestellten Meßstellen.

Abb. 5 u. 6 geben einen Einblick in die Art und Weise der Instrumentenaufstellung für die Meßdurchführung. Abb. 5 zeigt einen Blick auf einen eingerüsteten Bogen und die Anordnung der Meßpunkte. Bei genauem Zusehen erkennen wir einige schon aufgestellte Tensometer und Kilnometer und die markierten Stellen für die Aufstellung der Instrumente für weitere Meßpunkte. Abb. 6 zeigt eine Instrumentengruppe an einem Querverband und an den Obergurten eines Hauptträgers bzw. an einem Längsträger zwischen zwei Hauptträgern.

Mit besonderer Sorgfalt wurden Meßtabellen hergestellt, die eine übersichtliche und leicht prüfbare Eintragung der Instrumentenablesung ermöglichten und irrümliche Eintragungen der Laststellungen, Fahrt-

richtungen usw. ausschlossen, um so einwandfreie Grundlagen für die Auswertung der (nicht wiederholbaren) Messungen zu bekommen.

Der Tag zwischen den beiden Nächten, an denen die Messungen durchgeführt wurden, wurde dazu benutzt, um alle Meßergebnisse der ersten Nacht (wenn auch nur angenähert, d. h. ohne genaue Konstantenberücksichtigung) graphisch aufzutragen und sich sofort ein deutliches Bild von den Ergebnissen machen zu können. Auf Grund dieser vorläufigen Auftragungen bekam man bereits einen sehr guten Einblick, so daß in der zweiten Nacht gewisse Meßstellen auf Grund der ersten Meßergebnisse durch Kontrollmessungen nachgeprüft und andere vorgesehene Messungen unterlassen werden konnten. Wenn wir schließlich noch erwähnen, daß vor jeder eigentlichen Meßfahrt des Einachswagens ein rasches Befahren der Brücke durchgeführt wurde, um das Spiel in den Anzeigeeinrichtungen der Instrumente auszulösen, diese von inneren Reibungen zu befreien usw., so soll damit nur noch eine der vielen Vorsorgen erwähnt werden, die bei einer solchen Großmessung berücksichtigt werden müssen, um die Meßergebnisse auch als sicher verwerten zu können.

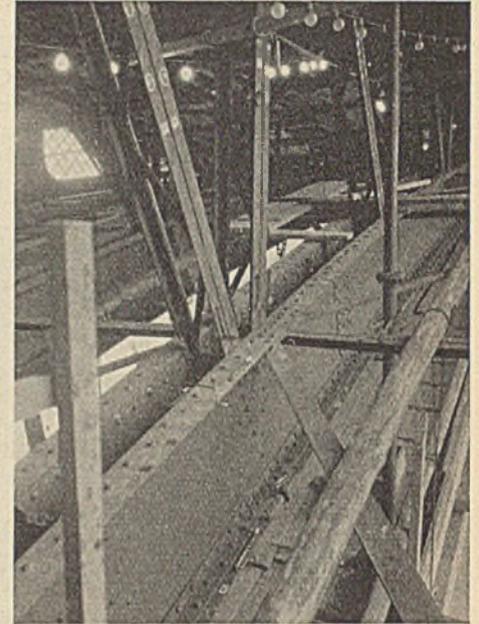


Abb. 5. Blick auf einen eingerüsteten Bogen und Anordnung der Meßpunkte.

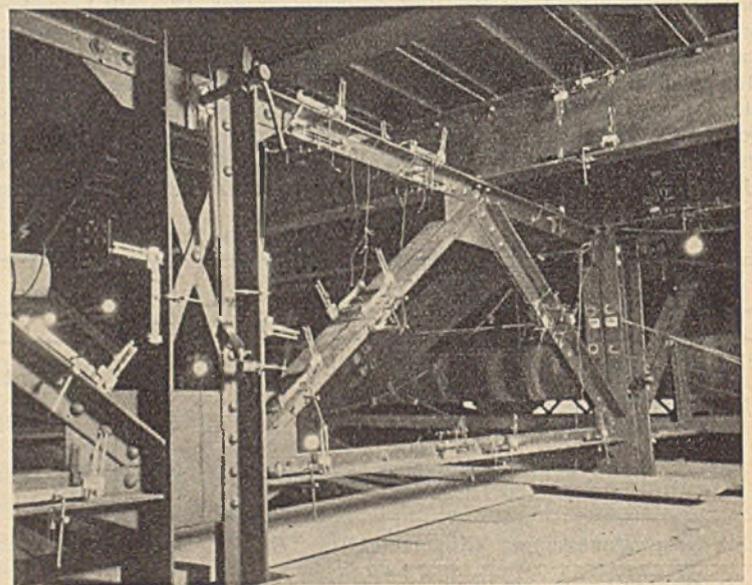


Abb. 6. Anordnung der Meßinstrumente an den Querverbänden und Obergurten der Brücke.

Ein Umstand hat die Messungen noch außerordentlich begünstigt. Die Temperatur in den beiden Meßnächten betrug  $11^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ . Wenn auch bei den vorliegenden Messungen Belastungen und Ablesungen unmittelbar hintereinander folgten und dadurch Temperatureinflüsse restlos ausgeschaltet werden konnten, so ist doch beispielsweise bei den Ablesungen für Durchbiegung und für das Nivellement die Möglichkeit gegeben, die absoluten Werte der Messungen ohne Temperaturkorrekturen zu verwerten.

Unser Bericht muß sich auf die vorstehenden Andeutungen beschränken. Die Durchführung der Messung und deren ganze Organisation gelang dank der eingehenden Vorbereitungen und dank der restlosen Hingabe aller beteiligten Herren; sie ist ein Beweis dafür, daß auch bei größeren Bauwerken durch statische Messungen eine Beurteilung der Festigkeits- und Sicherheitsverhältnisse möglich ist. Die Oberleitung der Vorbereitung der ganzen Messung und der technischen Durchführung lag in den Händen von Herrn Ing. E. W. Mentel vom Institut für Baustatik an der E.T.H. (Schluß folgt.)

## Vermischtes.

Technische Hochschule München. Dem o. Professor Dr.-Ing. L. Pistor, derzeitigen stellv. Rektor der Technischen Hochschule München, ist der Lehrstuhl für Eisenbeton- und Massivbrückenbau übertragen worden. Gleichzeitig ist Prof. Pistor zum Vorstand des Bautechnischen Laboratoriums (amtliche Materialprüfstelle) bestellt worden.

Tagung für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Wien. Der Wasserwirtschaftsverband der österreichischen Industrie veranstaltet im Einvernehmen mit dem Bundesministerium für Land- u. Forstwirtschaft eine „Tagung für Wasserbau und Wasserwirtschaft“ in der Zeit vom 15. bis 17. Oktober 1936 im Festsaal des Industriehauses, Wien III, Schwarzenbergplatz 4. Es werden folgende Vorträge gehalten:

Sekt.-Chef Ing. R. Holenia: Über die Bedeutung und Aufgaben der Wasserwirtschaft; Prof. Ing. Dr. F. Schaffernak: Über Forschung und Lehre auf dem Gebiete des Wasserbaues und ihre Beziehungen zur Praxis; Min.-Rat Ing. Dr. K. Riediger: Die staatlichen Maßnahmen auf dem Gebiete des Flußbaues und ihre wirtschaftliche Bedeutung; Ing. Dr. H. Grengg: Wasserkraftnutzung und elektrische Energiewirtschaft in Österreich; Ing. G. Beurle: Die Grundlagen des Wasserkraftbaues in Österreich; Prof. Ing. Dr. R. Fischer: Die wasserwirtschaftlichen Beziehungen zwischen Industrie und Landwirtschaft; Min.-Rat Dr. H. D. Deutschmann: Wasserwirtschaft und Wasserrecht; Min.-Rat Ing. Dr. O. Härtel: Die Wildbachverbauung in Österreich; Reg.-Oberbaudirektor Ing. K. Parger: Die Grundsätze der Donauregulierung; Gen.-Direktor Hofrat Ing. O. Korwik: Die Donauschiffahrt.

In Verbindung mit der Tagung finden Besichtigungen des Baues des großen Wasserbehälters im Lainzer Tiergarten, des Hydrologischen Instituts der T. H. Wien, der Versuchsanstalt für Wasserbau des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, der schiffbautechnischen Versuchsanstalt, der Erweiterungsbauten für die Wasserversorgung auf dem Kahlenberg und Leopoldsdorf, des Umbaues der Reichsbrücke und der Schiffswerft Korneuburg statt.

Anmeldungsdrucke sind anzufordern bei der Geschäftsstelle des Wasserwirtschaftsverbandes, Wien III, Lothringerstraße 12, Fernruf U 19-5-90.

Brücken für Betonarbeiten. Beim Bau von Schleusen, Staustufen oder Sperrmauern für Talsperren, wo große Betonmengen in möglichst kurzer Zeit zu bewältigen sind, haben sich bekanntlich die Betonierbrücken neuerdings bewährt. Eine Ausführung einer solchen fahrbaren Brücke mit einer Leistung von 25 m<sup>3</sup>/h Beton von Wilh. Fredenhagen zeigt Abb. 1.

Die in Muldenkippern angefahrenen Bestandteile des Betons werden in den Kübel *a* eines Schrägaufzuges gegeben, der sie in den Betonmischer *b* bringt. Schrägaufzug und Betonmischer befinden sich in diesem Falle an einem Gerüst, das getrennt für sich verfahrbar ist. Aus dem Mischer gelangt der Beton in den Bunker *c* mit einem Regelschieber, von dem über eine Förderschnecke *d* das in der Brücke fest angebrachte Förderband *e* mit muldenförmig geführtem Gurt beschickt wird. Wird der Beton schon fertig gemischt in Muldenkippern angefahren, so ist der Schrägaufzug an der Betonierbrücke angebracht, der den Beton über einen Aufgabetrichter und eine Drehtrommel zur gleichmäßigen Verteilung dem feststehenden Förderband unmittelbar zuführt. Das Traggerüst für die Gurtrollen ist mit Blech abgedeckt, damit keine abfallenden Teile auf den unteren, rücklaufenden Strang fallen können. Von dem Förderband *e* gelangt der Beton auf das zweite in der Brücke befindliche Förderband *f*, das an den unteren Gurtstäben der Brücke nach beiden Seiten verfahrbar und dessen Förderrichtung umkehrbar ist. Das Verfahren des Bandes geschieht durch die Seile *g*, die an den Enden des Förderbandgerüsts befestigt sind und durch die Seiltrommel *h* mit Handkurbelantrieb nach dieser oder jener Richtung bewegt werden. An die Endtrommeln dieses Förderbandes sind ausziehbare Auslaufrohre *i* angeschlossen, damit der Beton beim Einbringen in die Baugruben möglichst geschont wird. Zum Verfahren der Brücke dient ein Elektromotor, dessen Drehmoment über Wellen und Kegelräder auf die Laufräder an den Stützen übertragen wird.

R.—

Wasserdurchbruch und Dichtungsarbeiten im Untergrunde des Ontelaunee-Dammes<sup>1)</sup>. Der Ontelaunee-Damm<sup>2)</sup>, ein 820 m langer, aber niedriger Erddamm mit 10 m Kronenbreite, wurde 1934 für die Wasserversorgung von Reading, Pa., erbaut. Das Niederschlaggebiet ist rund 500 km<sup>2</sup> groß, der Beckeninhalte rd. 15 Mill. m<sup>3</sup>. Der Damm steht auf klüftigen Kalksteinschichten, die von einer dünnen Lehmdecke überlagert sind. Beim Bau hatte man Einpreßlöcher in 1,5 m Abstand gebohrt, die 6,7 m unter dem Betonsporn tief waren. Sie reichten im allgemeinen 12 m unter die Geländeoberfläche.

Im Juli 1935 hatte sich nach einem anhaltenden Regen, der in zwei Tagen 150 mm Niederschlag brachte, das Becken sehr schnell gefüllt, und der Überlauf wurde rd. 0,6 m überströmt. Am linken Hang, wo der Damm noch eine Höhe von etwa 5 m hat, brach das Wasser plötzlich in mehreren großen Löchern vor dem wasserseitigen Dammfuß im Untergrunde ein, strömte durch große Hohlräume im Untergrunde, die offenbar unterhalb des Zementschleiers lagen oder von diesem nicht erfaßt worden waren, unter dem Damm hindurch und trat in mehreren Löchern am luftseitigen Dammfuß wieder zutage. Die austretenden Wassermengen vereinigten sich zu einem reißenden Gießbach, der sich einen tiefen Kanal nach dem Fluß unterhalb des Überlaufs in den überlagernden Lehm riß. Durch mehrere Löcher, die unmittelbar am wasser- und luftseitigen Fuße lagen, wurde Dammboden mitgerissen, so daß der Bestand des Dammes stark gefährdet wurde. Zum Glück hatte der Regen bei diesem Ereignis aufgehört, und der Wasserstand konnte durch die geöffneten Abflüsse rechtzeitig gesenkt werden.

Man stellte dann wasserseitig des Dammes 37 Löcher fest, durch die das Wasser in die Felsspalten eingedrungen, und neun Löcher luftseitig, wo es heraufgekommen war. Einige Löcher lagen rd. 30 m vor dem wasserseitigen Dammfuß. Man fand, daß die Löcher hauptsächlich in einer etwa 60 m breiten Zone lagen, die die Dammachse unter einem Winkel von etwa 30° kreuzt. In diesem Bereich mußten die Hauptklüfte oder die Klüfte liegen. Der Damm zeigte an den angegriffenen Stellen Risse in der Straßenbefestigung, die auf Setzungen deuten. Zur Ausbesserung wurden folgende Maßnahmen ergriffen:

Im Bereich der Einbruchlöcher wurde der Kalkfelsen freigelegt, die Einbruchstellen wurden ausgeräumt und mit Ton ausgestampft. Dann wurde die ganze Fläche durch eingewalzten Lehm abgedeckt. Dadurch sollte der Zutritt des Wassers zu den unterirdischen Gängen verhindert werden. Ferner wurde eine zweite Reihe Einpreßlöcher beträchtlich tiefer als die ursprünglichen gebohrt. Die Löcher wurden versetzt in den Zwischenräumen der alten angeordnet, auf einer rd. 140 m langen Strecke, die den undichten Bereich überbrückt. Die übrige Strecke hatte sich völlig dicht gezeigt. 46 Ergänzungslöcher wurden gebohrt mit einer größten Tiefe von 23 m unter der Dammkrone. Auf dieser Strecke waren ursprünglich schon 82 Löcher. Die alten Löcher hatten i. M. 8,5 Sack Zement je lfdm aufgenommen. Die größte Aufnahme eines Loches war damals 366 Sack. Die neuen Löcher nahmen i. M. 27 Sack/lfdm auf. Die größte Zementmenge, die in ein Bohrloch hineinging, war bei der neuen Arbeit 3839 Sack, ein zweites Loch nahm 2007 Sack auf. Diese Ergebnisse zeigten, daß unter dem Damm sehr große Hohlräume vorhanden gewesen waren. Die Dichtungsarbeiten wurden am 30. Oktober 1935 beendet. Bei einer neuen Flut im Dezember erwies es sich, daß der Damm jetzt vollständig dicht war.

H. Link.

Betondeckenverdichter mit Fugenschneider. Mit gewöhnlichen Betonstraßenfertigern stellt man die Betondecke im allgemeinen in drei Arbeitsgängen (Abstreichen, Verdichten und Glätten) her. Die Fugen werden dabei entweder vorher eingeschalt oder in einem weiteren Arbeitsgange durch die besonderen Fugenschneider, die absatzweise oder umlaufend arbeitende Schneidwerkzeuge besitzen, hergestellt. Beim Anlegen der Betondecke auf der Reichsautobahn bei Wilsdruff in Sachsen im

<sup>1)</sup> Nach Eng. News-Rec. 1936, B. 116, Nr. 14, S. 492.

<sup>2)</sup> Eng. News-Rec. 1935 vom 6. 9.

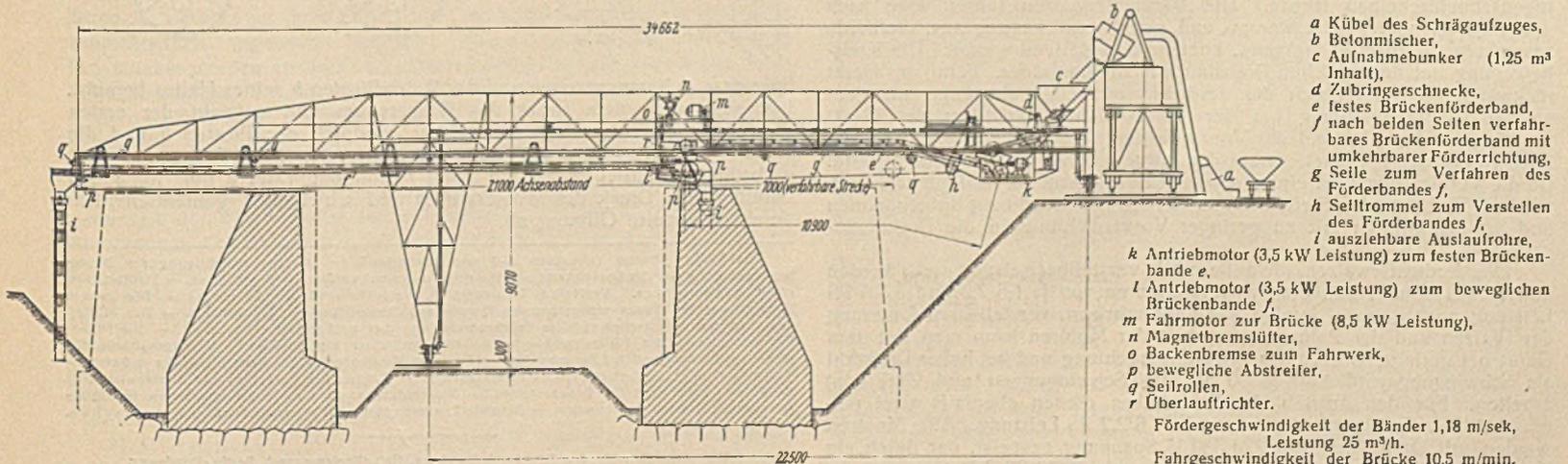


Abb. 1. Fahrbare Betonierbrücke.

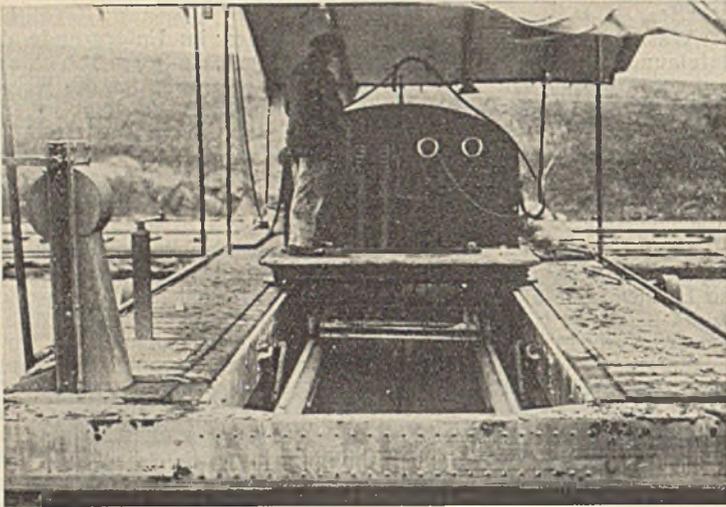


Abb. 2. Querfugenschneider.

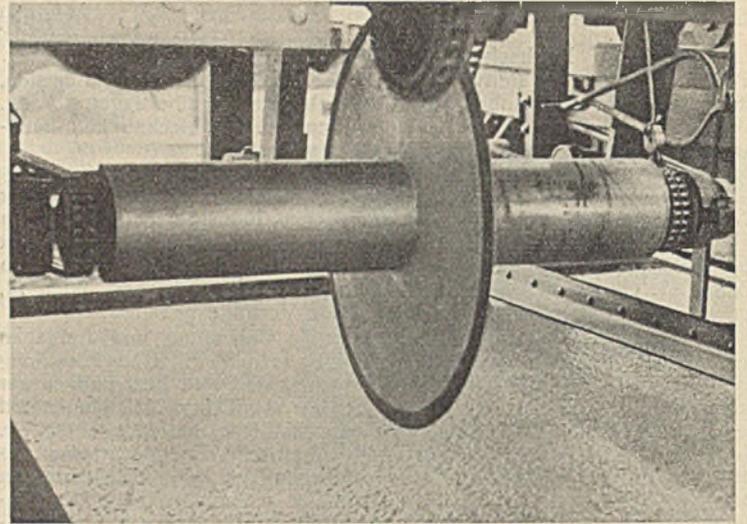


Abb. 3. Umlaufende und schwingende Querfugenschneidscheibe.

Bereiche der OBK Dresden ist dagegen vor wenigen Monaten ein neues Gerät (von W. & J. Scheid, Limburg/Lahn) eingesetzt worden, das nicht nur die drei Arbeitsgänge (Abstreichen, Verdichten, Glätten) vereint, sondern auch gleichzeitig die Längsfugen in die frische Betondecke schneidet. Während sonst die Betondecke durch Stampfen (Stampfbohlen) oder durch Schwingungen verdichtet wird, geschieht bei diesem Gerät das Verdichten durch eine kreisende Stampfbewegung.

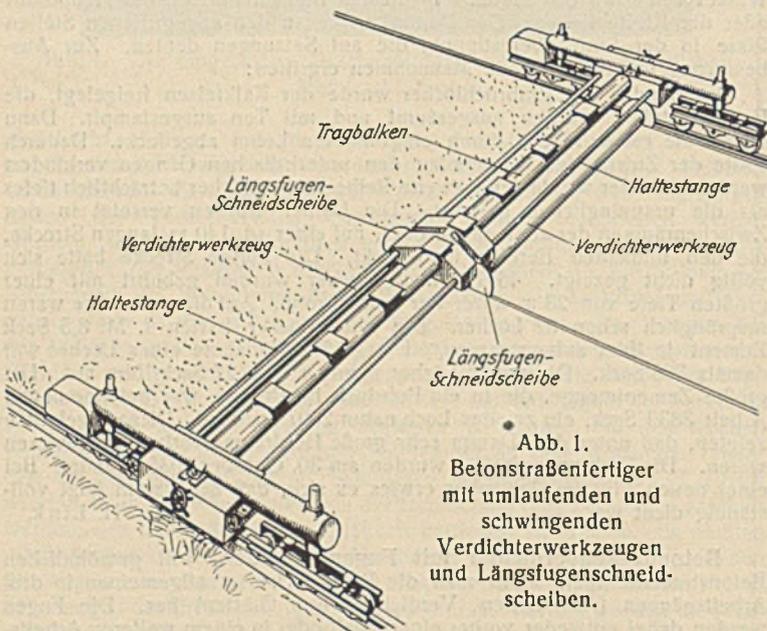


Abb. 1. Betonstraßenfertiger mit umlaufenden und schwingenden Verdichterwerkzeugen und Längsfugenschneidscheiben.

Das Gerät (Abb. 1) besitzt vier Haltestangen und einen über die ganze Fahrbahnbreite sich erstreckenden Tragbalken, der auf beiden Seiten auf den Fahrgestellen mit je vier Radpaaren durch Schwingen und verstellbare Spindeln gelagert ist. In der Mitte des Tragbalkens befinden sich ebenso wie an den Enden Lagerungen für die umlaufenden, gegenseitig versetzten Verdichterwerkzeuge, die an den Enden die Längsfugenschneidscheiben tragen. Die Verdichterwalzen führen eine nach unten genau begrenzbare Stampf- und eine Kreisbewegung aus, die beide zusammen gleichzeitig pressend, knetend und glättend wirken. Die Kreisbewegung hat den gleichen Drehsinn wie die Laufräder. Fährt das Gerät rückwärts, so drehen sich die Verdichterwerkzeuge ebenfalls entgegengesetzt zur Drehrichtung bei der Vorwärtsfahrt. Nachdem das Gerät vorwärts gefahren ist und das Vorverdichten vorgenommen hat, wird auf Rückwärtsfahrt geschaltet, wobei der vorverdichtete Beton geglättet wird. Da die Verdichterwalzen einen gewissen Betonvorrat vor sich her schieben, wird der Beton an den Stellen mit zu starker Vorverdichtung fortgenommen und an den Stellen mit zu geringer Vorverdichtung in die Decke eingebettet.

Die Verdichterwalzen, die außermittig verstellbar gelagert sind, werden durch zwei polumschaltbare Synchronmotoren von je 1,6/2,2 und 3,5/5 PS Leistung angetrieben. Infolge der außermittigen, verstellbaren Lagerung der Walzen und der Polumschaltbarkeit der Motoren kann man mit dem Gerät bei geringer Drehzahl als Stampfeinrichtung und bei hoher Drehzahl als Schwingungsverdichter (3000 bis 4000 Schwingungen und Uml./min) arbeiten. Für den Antrieb des Fahrwerkes dienen ebenfalls zwei polumschaltbare Synchronmotoren von je 1,6/2,2 PS Leistung. Alle Motoren werden mit Drehstrom von 220/380 V Spannung gespeist, der durch ein Kabel zugeführt und von einem Dieselsatz mit 40 PS Leistung erzeugt wird. Die Fahrgeschwindigkeit ist je nach der Beschaffenheit des Bodens

und des Betons zwischen 2,5 und 5 m/min regelbar. Die Leistung des Gerätes beträgt 180 bis 200 m/Tag. Die Verdichtung von wasserarmem Beton, bei dem die Mittelfuge sofort steht, ist einwandfrei.

Da die Fahrgestelle mit den vier Radpaaren in verstellbaren Spindeln ruhen, wird eine selbsttätig sich einstellende Planchenheit der Arbeitsweise geschaffen, die alle Gleisunebenheiten auf den vierten Teil in der Linienführung der Decke herabsetzt. Zum Zu- und Wegbringen des Gerätes von der Baustelle dreht man die Radpaare um 90° und hängt das Gerät an einen Lastwagen oder Schlepper an.

Unmittelbar nach dem Verdichten der Decke und dem Schneiden der Längsfugen werden die Querfugen mit einem weiteren Gerät (Abb. 2) geschnitten, das nach dem gleichen Grundsatz arbeitet. Die umlaufende Schneidscheibe (Abb. 3) führt auch wieder Schwingbewegungen aus, so daß die Fugen genau geradlinig und senkrecht ausfallen. Die anfänglich bei Wilsdruff geschnittenen Querfugen von 7,5 m Länge hatten eine Tiefe von 20 cm und eine Breite von 10 mm. Die Erfahrungen zeigten jedoch, daß die Breite von 10 mm nicht ausreicht und man daher auf 20 bis 35 mm breite Querfugen übergehen mußte. Auch diese Breite wurde einwandfrei mit dem Querfugenschneider erreicht. R.—

Patentschau.

Stauanlage mit abschwimmbarer Stauwand. (Kl. 84a, Nr. 604 694 vom 20. 8. 1932 von Paul Dreißig in Stadtlm, Thür.) Um ein zuverlässiges Abschwimmen der Stautafeln zu sichern, besteht die Stauanlage aus langen Stautafeln *e* und aus kurzen Zwischentafeln *f*, die abwechselnd ineinandergereiht und durch Ketten *i* miteinander verbunden sind. Die Tafeln *f* sind lose an die festen Stützen *c* angelehnt, während die Tafeln *e* sich mit ihren Enden lose gegen die Enden der Tafeln *f* legen. Die uferseitige Stütze ist als Doppelpfosten ausgebildet, dessen einer Pfosten *a* fest, und dessen anderer Pfosten *b* lose in einer Aussparung *k* der Wehrschwelle sitzen; beide sind durch einen Sperrhebel *l* und eine Sperrnase *m* lösbar miteinander verriegelt. Der Pfosten *b* ist durch eine Kette *i* an der ersten Stautafel befestigt. Soll die Stauwand bei Hochwasser entfernt und der Durchflußquerschnitt freigegeben werden, so wird der Sperrhebel *l* aus der



Sperrnase *m* herausgezogen und damit der Pfosten *b* seines Haltes beraubt, legt sich unter dem Druck des Wassers um und entzieht der ersten Stautafel *e* das uferseitige Widerlager, wodurch der Pfosten *b* und die Tafel *e* mitgerissen werden und der hinter der Tafel *f* liegende Kies nachstürzt. Hierbei geben die Tafel *f* und die Tafel *e* der folgenden Öffnung dem Druck des Wassers nach und schwimmen gemeinschaftlich durch die zweite Öffnung ab.

INHALT: Warum schweißen und wie schweißen? — Die Berücksichtigung der Dauerbeanspruchung bei der Berechnung und Durchbildung geschweißter Straßenbrücken. — Stahlbrücken mit Leichtfahrbahnen. Verstellte Tonnenbleche, Versuche und Ausführungen. — Die neuere Entwicklung des Baues weitgespannter Eisenbetonbalkenbrücken in Deutschland. — Der Einfluß des Damms auf flachgegründete Brückenwiderlager bei nachgiebigem Baugrund. — Die Pfannenlochbrücke und die Höllenbachbrücke an der Deutschen Alpenstraße. — Schutzanstriche für stählerne Brücken und bei Betonbauten. — Statische Messungen an der Weltsteinbrücke in Basel. — Vermischtes: Technische Hochschule München. — Tagung für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Wien. — Brücken für Betonarbeiten. — Wasserdurchbruch und Dichtungsarbeiten im Untergrunde des Ontelaunee-Dammes. — Betondeckenverdichter mit Fugenschneider. — Patentschau.