

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 13. September 1935

Heft 39

Alle Rechte vorbehalten.

Erfahrungen beim Ausbau der mittleren Oder.

Von Oberregierungs- und -baurat Otto Salfeld, Breslau.

In dem großzügigen Bauprogramm der Reichswasserstraßenverwaltung für die nächsten Jahre, dessen wichtigste Arbeiten in der Jahresübersicht „Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1934“¹⁾ genannt sind, ist der weitere Ausbau der natürlichen deutschen Wasserstraßen, der Ströme, in hervorragendem Maße enthalten. Seit Jahrzehnten erwogene und in zahlreichen Entwürfen vorbereitete Pläne für Regelung oder Kanalisierung unserer Ströme werden in den nächsten Jahren verwirklicht werden. Auch für die Oderschiffahrt werden durch den Ausbau des Stromes unterhalb Breslaus und durch den Bau von Staubecken zur Anreicherung der Oder bei Niedrigwasser langgehegte Wünsche nach einer zuverlässigen Wasserstraße von Breslau abwärts in absehbarer Zeit erfüllt werden.

Während der Ausbau der anderen Ströme neuerdings auf Grund der Arbeitsbeschaffungsmaßnahmen beginnt, geht die Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslaus auf das Gesetz vom 30. Juni 1913 zurück. Die Kanalisierung der oberen Oder von Cosel abwärts bis Breslau war bis zum Jahre 1912 durchgeführt. Für den zweiten Umgehungskanal bei Breslau, die Breitenbachfahrt, und für die Staustufe bei Ransern, dicht unterhalb Breslaus, waren die Baumittel bewilligt. Der Oderschiffahrt gewährleisten dadurch 22 Staustufen in der oberen Oder eine ständige Fahrwassertiefe von 1,50 m. Diese Gewähr war auf der mittleren Oder von Breslau bis zur Warthemündung bei Küstrin nicht vorhanden. Der Mittellauf, im vorigen Jahrhundert nach Plänen, die auf den Baudirektor Günther zurückgehen, mit Bühnen ausgebaut, konnte in trockenen Zeiten wegen Wassermangels den Ansprüchen der Schifffahrt nicht mehr genügen. Die Schifffahrt fordert eine zuverlässige und leistungsfähigere Wasserstraße, wie die kanalisierte obere Oder es ist. In dem genannten Gesetz von 1913 war deshalb die Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslaus bis Lebus (km 594) durch weiteren Ausbau des Stromes und durch Abgabe von Zuschußwasser aus einem Staubecken in der Glatzer Neiße bei Ottmachau beschloss; in Abb. 1 ist die Oderstrecke von Breslau bis Lebus unterhalb Frankfurts dargestellt. Der Ausbau der unterhalb gelegenen Oderstrecke von Lebus bis Raduhn war bereits durch das Gesetz vom 12. August 1905 gesichert. Der Weltkrieg verhinderte zunächst, die Maßnahmen des Gesetzes vom 30. Juni 1913 in Angriff zu nehmen. Als dann nach dem Kriege die Pläne zur Ausführung gelangen sollten, wurde zuvor noch geprüft, ob statt des weiteren Ausbaues als freier Strom es zweckmäßiger sei, die mittlere Oder zu kanalisieren oder einen Seitenkanal anzulegen. Die Entscheidung fiel zugunsten der Niedrigwasserregelung der mittleren Oder, wie es im Gesetz vorgesehen war.

Leider standen nicht immer die zum erwünschten schnelleren Fortgang der Ausbauarbeiten notwendigen Geldmittel zur Verfügung. Die Arbeiten begannen mit dem Bau des Durchstiches bei Rädnitz. Danach wurde zum planmäßigen Ausbau des Stromlaufes in Einzelstrecken von etwa 5 bis 15 km Länge übergegangen, und zwar wurden die jeweils für die Schifffahrt ungünstigsten Strecken ausgewählt. Von der 333 km langen Ausbaustrecke (Ransern—Lebus) sind bis jetzt 193 km fertig ausgebaut. In den nunmehr 15 Baujahren haben Erfahrungen über die Bewährung der Grundzüge für den Ausbau, sowie über die Bau- und Arbeitsweise beim Ausbau der mittleren Oder gesammelt werden können, deren Bekanntgabe über den Bereich der Oderstrombauverwaltung hinaus Wert haben dürfte.

I. Grundzüge des Ausbaues.

Der erste Oderausbau im vorigen Jahrhundert hatte den bis dahin immer wieder sich verlegenden Stromlauf endlich festgelegt durch ein Bühnensystem, das zwar manche Mängel aufwies, aber die Grundlage für den jetzigen weiteren Ausbau ist. Dem ersten Ausbau waren die notwendigen großen Landeskulturarbeiten im Überschwemmungsgebiet wie die Zusammenfassung und Begradigung des Stromlaufes, Deichanlagen zur Führung des Hochwassers, Niederlegen künstlicher Mühlenstane usw. bereits vorangegangen. Für Arbeiten dieser Art brauchen jetzt also keine besonderen Mittel aufgewendet zu werden, obschon für Aufgaben der Landeskultur in den Vorländern auf lange Zeit genug zu tun übrigbleibt.

Die Aufgabe des jetzigen weiteren Oderaubaues besteht im wesentlichen darin, die vielfach noch mangelhafte Führung der Streichlinien zu verbessern, einige Unregelmäßigkeiten des Gefälles auszugleichen und die Ausbauquerschnitte der jetzigen Wasserführung und den Bedürfnissen der Schifffahrt angemessen umzuformen. Bei allen diesen Maßnahmen müssen die Belange der Landeskultur und Fischerei nach Möglichkeit gewahrt und gefördert werden.

Für den Ausbau kam es zunächst darauf an, die den Niedrigwasserständen entsprechenden Wassermengen als feste, von den Veränderungen des Flußbettes unabhängige Unterlage zu gewinnen. Die für den ersten Ausbau maßgebenden Regelungswasserstände waren für den jetzigen weiteren Ausbau nicht mehr brauchbar. Den neuen Berechnungen sind die sogenannten Ausbauwassermengen — A.W.-Mengen — und die G.W.-Mengen des Jahrzehntes 1911/20 zugrunde gelegt. Die mittlere niedrigste Abflußmenge in den sechs wasserarmsten Jahren der Jahresreihe 1900/09 bei Glogau ist als Ausgangspunkt genommen. Die gleichwertigen A.W.-Mengen an den übrigen Pegeln sind einmal durch Auszählen der Häufigkeit und sodann durch Benutzen von Be-

harrungswasserständen bei Niedrigwasser ermittelt. Um der Mannigfaltigkeit des Abfluvorganges Rechnung zu tragen, sind Mittelwerte aus den beiden Verfahren verwertet. Die danach ermittelten A.W.-Mengen sind bei:

	Oder-Kilometer	Einzugsgebiet km ²	Ausbauwassermenge m ³ /sek
Pöpelwitz	255,9	21 594	42
Dyhernfurth	284,7	26 461	46
Steinau	332,0	29 605	53
Glogau	392,9	36 418	58
Deutsch-Nettkow	490,5	40 549	67
Pollenzig	530,6	47 293	91
Fürstenberg	554,2	52 033	106
Frankfurt	584,0	53 580	110

Außer dem natürlichen Wechsel der Niederschlagsmengen in den Teilgebieten unterliegen diese festgesetzten A.W.-Mengen im Laufe der Zeiten dem Wechsel. Die fortschreitende Landeskultur — Ausbau der Nebenflüsse und Bäche, Trockenlegen von sumpfigen Niederungen usw., Mehrverbrauch an Trink- und Brauchwasser — wird nicht ohne Einfluß auf die Wasserführung der Oder bei Wasserklemmen in trockenen Jahren bleiben. Den Ausgleich müssen die Zuschußwassermengen aus den

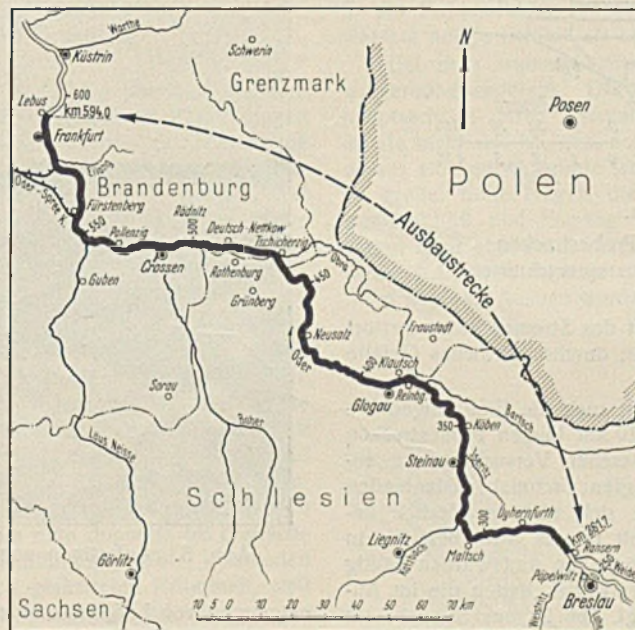


Abb. 1. Die mittlere Oder von Breslau bis Lebus.

¹⁾ Bautechn. 1935, Heft 1, S. 2 u. 3.

Staubecken bringen, von denen das Staubecken in der Neiße bei Ottmachau bereits fertig ist, die Staubecken in der Malapane bei Turawa und an der Klodnitz bei Sersno in Bau sind; weitere Staubecken werden vorbereitet.

Das für den weiteren Ausbau gewählte Gefälle von A.W. und G.W. paßt sich dem bestehenden im allgemeinen gut an, so daß das Verhältnis

oft unter Wasser kommen und dann der Schifffahrt un bequem und gefährlich werden. Auch ist der waagerechte Absatz der Vorlagen ein Nachteil für den Übergang des Niedrigwasserquerschnitts zum Mittelwasserquerschnitt, der stetig sein soll. Deshalb ist bei dem weiteren Ausbau die frühere Bauweise mit Bühnenvorlagen aufgegeben. Die Bühnenköpfe der neuen Querschnitte haben stetig verlaufende Böschungs-

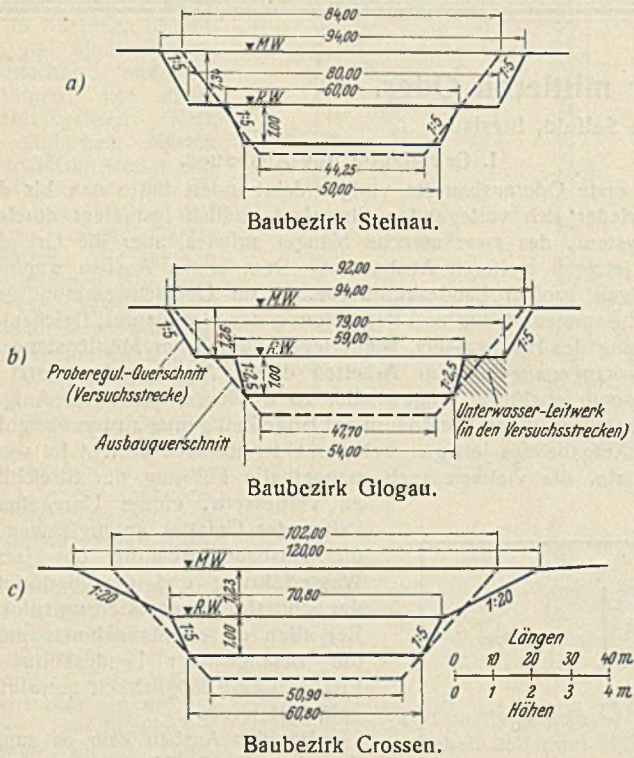


Abb. 2. Querschnitte in den Probestrecken im Vergleich mit den neuen Ausbaquerschnitten.

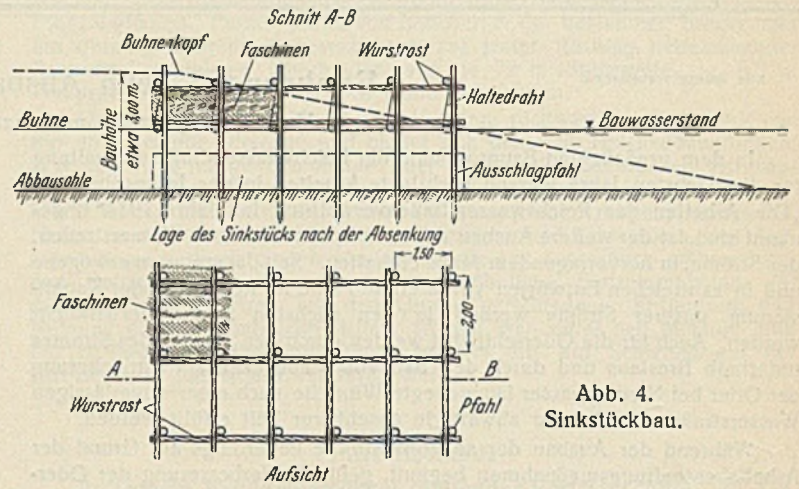


Abb. 4. Sinkstückbau.

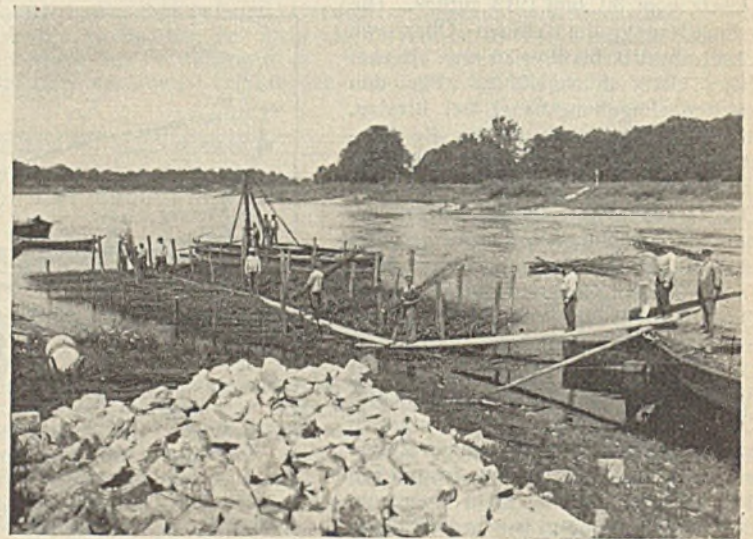


Abb. 5. Anfertigen von Packwerk zwischen Ausschlagpfählen.

zwischen Widerstand der Flußsohle und Kraft des Stromes kaum gestört wird. Es ist ein streckenweise ausgeglichenes, durchschnittliches Gefälle 0,000 19 bis 0,000 30 gewählt.

Bei der Wahl der Querschnittform wurden auch die Erfahrungen berücksichtigt, die auf drei verschiedenen, je 10 km langen Probestrecken vorher gesammelt waren. Die in der Crossener Versuchsstrecke angewendete Bauweise mit sehr flach geneigten, schmal auslaufenden Bühnenköpfen ohne Vorlagen (Abb. 2) hatte sich nicht sonderlich bewährt. Die unteren Teile der flachen, weit in das Strombett hinein reichenden Böschungen waren schwierig herzustellen und wurden häufig durch die Schifffahrt beschädigt. Im Glogauer Bezirk hatten die im Anschluß an die Vorlagen der Bühnenköpfe (vgl. Abb. 2), aus Strauchwerk mit Steinschüttung gebauten Unterwasserlängswerke zwar im allgemeinen die Fahrinne kräftig geräumt, die Werke waren aber zum Teil versackt und zerstört. Eine dauerhaftere Bauweise würde erhebliche Mehrkosten hervorrufen. Außerdem werden die Schifffahrt beim Umgeben der Fahrzeuge und das Fischen sehr behindert. In der Steinauer Probestrecke waren die den Angriffen der Schifffahrt, Strömung und des Eisganges hauptsächlich ausgesetzten Teile der Bühnenköpfe verbreitert und die sonst bis zu 20 m langen Niedrigwasservorlagen auf im Mittel 11 m verkürzt (vgl. Abb. 2). Im übrigen waren drei verschieden große Querschnitte für Krümmen, Gerade und Übergänge angewendet. Dieser Querschnittform mit Bühnenvorlagen verblieb jedoch der Nachteil, daß die Vorlagen

neigungen von 1 : 5, stromab allmählich flacher werdend bis 1 : 10, wie es dem sich ändernden Verhältnis zwischen A.W.- und G.W.-Menge entspricht. Auf Abb. 2 sind als Beispiele für die neuen Ausbaquerschnitte die alten und neuen Querschnitte gegenübergestellt.

Die über Jahrzehnte reichenden Erfahrungen am erstmalig ausgebauten Strom und die Beobachtungen in den Probestrecken haben gezeigt, daß das Geschiebe sich bei Niedrigwasser nur in geringem Umfange und im allgemeinen nur in der schmalen Fahrinne bewegt. Bei Hochwasser kann die Geschiebebewegung aber sehr groß werden und die Gestalt des Strombettes stark verändern. Die leichte Beweglichkeit der aus feinem Sand bestehenden Odersohle machte es ratsam, bei dem weiteren Ausbau, namentlich in dem oberen und mittleren Gebiet der Mitteloder, die alten Querschnitte nicht viel zu verringern, besonders nicht die Querschnittbreite zugunsten der Wassertiefe stärker einzuschränken. In diesen Gebieten ist der Stromlauf ohnehin so schmal, daß die für die Schifffahrt erforderliche Mindestsohlenbreite von etwa 45 m knapp beibehalten werden konnte. Bei der Einschnürung der Ausbaquerschnitte mahnte auch die Überlegung zur Vorsicht, daß der fortschreitende Ausbau der Nebenflüsse und die in ihnen angelegten und noch geplanten Talsperren und Staubecken den

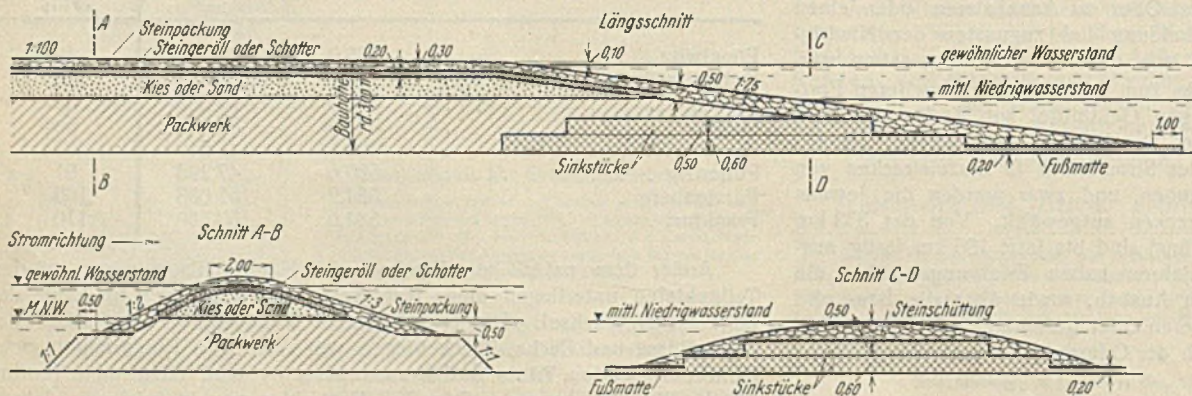


Abb. 3. Bauweise der Bühne.

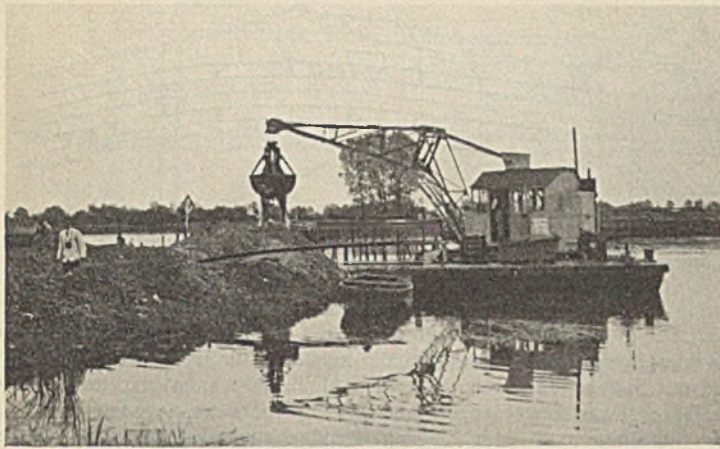


Abb. 6. Aufbringen des Sandkernes mittels eines Baugreifbaggers.

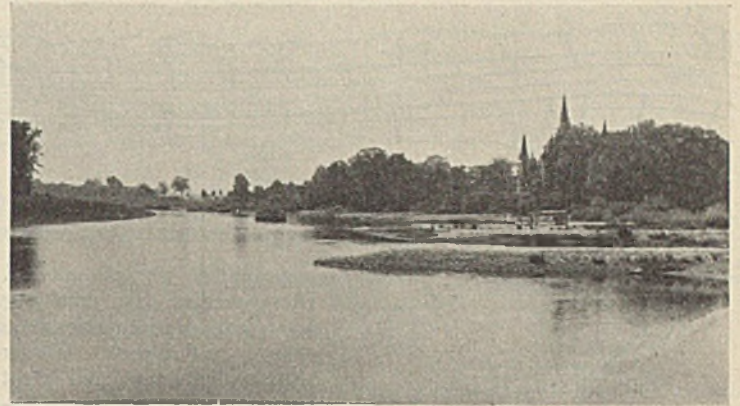


Abb. 7. Buhnen in der Krümme vor dem Schloß Dyhernfurth.

Geschiebezutrieb zur Oder verringern werden. Dadurch wird aber eine Senkung der Sohle, die in der Anschlußstrecke an die kanalisierte obere Oder besteht und kostspielige Sicherungsmaßnahmen notwendig macht, begünstigt.

Für die Berechnung der Querschnitte ist die Formel von Ganguillet und Kutter benutzt, wobei der Rauheitswert n in Abhängigkeit vom Gefälle

bei $J = 0,000\ 16$ bis $0,000\ 20$	$n = 0,026$
„ $J = 0,000\ 21$ „ $0,000\ 25$	$n = 0,027$
„ $J = 0,000\ 26$ „ $0,000\ 30$	$n = 0,028$

gewählt ist.

Bei den neuen Streichlinien ist darauf Bedacht genommen, sie dem vorhandenen Stromlauf und Buhnensystem anzupassen, um Verkürzungen oder Verlängerungen der Buhnen in vertretbaren Grenzen zu halten, ohne aber den wichtigen Grundsatz einer guten Linienführung als unerläßliche Vorbedingung für einen erfolgreichen Ausbau außer acht zu lassen. Mit Rücksicht auf die Schifffahrt mit Bergschleppzügen bis zu 600 m Länge waren scharfe Krümmen hauptsächlich in den oberen und mittleren Strecken bis zur Bobermündung entweder durch Abstiche oder Durchstiche auszumerzen; als kleinster Halbmesser wurden 400 m, nur in einem außergewöhnlichen Falle (vgl. Abb. 12) 350 m als zulässig erachtet. Ferner ist bei der Linienführung darauf geachtet, daß der Halbmesser in derselben Krümme stetig bleibt und möglichst nach dem Auslauf zunimmt. Von der Ausbildung des Überganges vom Kreisbogen in die Gerade nach einer quadratischen Parabel, wie sie Prof. Ehlers in seiner Arbeit „Regulierung geschiebeführender Flüsse“ 1913 empfiehlt, und worauf Prof. Winkel in seiner Arbeit „Die Grundlagen der Flußregelung“ hinweist, ist jedoch abgesehen. Die Übergänge zwischen Gegenkrümmen sind durch gerade Strecken vermittelt, für die eine doppelte bis dreifache Länge der Streichlinienbreite eine gute Linienführung ergibt. Vermieden sind kurze gerade Strecken zwischen gleich gerichteten Krümmen, weil sie der Ausbildung eines guten Fahrwassers nachteilig sind.

II. Buhnen.

Die für den Ausbau des Stromes nach diesen kurz dargelegten Grundzügen weitaus wichtigsten Regelwerke sind die Buhnen. Sie sollen, damit sie das fließende Wasser gut zusammenhalten und führen, möglichst einander gegenüberliegen, so daß sich ihre Verlängerungen in der Stromachse schneiden; geringe Abweichungen sind unbedenklich. Wenn aber die Achsen des Buhnensystems um mehr als die doppelte Buhnenkopfbreite, also um mehr als etwa 15 m, gegeneinander abweichen, wird die Führung des Wassers ungenügend. Dann muß die Stromführung durch einen Hakenansatz an eine alte Buhne oder durch eine neue Buhne wiederhergestellt werden. Im Frankfurter Bezirk, wo die alten Buhnen vielfach versetzt zueinander liegen, ist bei dem weiteren Ausbau von der Anordnung, daß die Buhnen einander gegenüberliegen, abgesehen, weil dies, wie die Erfahrung gelehrt hat, für die gute Ausbildung des Fahrwassers in dem breiteren Stromquerschnitt nicht mehr so wichtig ist, und weil die Kosten bei der größeren Buhnenlänge zu hoch wären. Um so mehr muß dann aber auf gleichmäßige Buhneneinteilung geachtet werden.

Hakenbuhnen sind der Schifffahrt und den Fischern gleich unerwünscht und haben sich im übrigen in der Unterhaltung als teuer erwiesen. Sie können unter Umständen der Schifffahrt am einbuchtenden Ufer gefährlich werden und werden daher im allgemeinen nur am ausbuchtenden Ufer gebaut, an dem das Fahrwasser nicht entlangführt. Müssen sie in Ausnahmefällen am einbuchtenden Ufer gebaut werden, so werden die Haken stromab gerichtet, damit der Eisabgang nicht durch Aufschleben der Eismassen erschwert wird und kein Winkel entsteht, in den die Talkähne geraten können. Die Fischer schätzen die Hakenbuhnen nicht, weil sie den Winkel zwischen Haken und alter Buhne mit

ihren Netzen nicht abfischen können. Sie bevorzugen neue Buhnen, wenn sie nahe den alten gebaut werden, da dann an Nutzfläche des Buhnensfeldes weniger verlorengeht. Andernfalls fordern die Fischer, daß die ausgeschalteten Buhnen fortgebaggert werden, damit nicht die dem allmählichen Verfall überlassene Packwerkreste unter Wasser ihre Netze zerreißen. Buhnen, die zu spitz, also unter einem Winkel von weniger als 75° gegen den neuen Stromstrich geneigt sind, werden im Knick verlängert, weil sonst die spitze Lage der Werke zu viel Wasser in die Buhnensfelder abspaltet und dadurch die zur Spülung des Fahrwassers nötige Stromkraft schwächt.

Bei dem ersten Ausbau sind die Buhnenköpfe ungefähr in Mittelwasserhöhe angelegt. Die Buhnenrücken haben aber im Laufe der Zeit hauptsächlich durch Aufsandung eine beträchtlich höhere Lage erreicht, da sie nicht mit Steinen, sondern mit Grünlage abgedeckt wurden. Der daraus sich entwickelnde Weidenwuchs fing viel Sand auf; es entstanden so große, hohe Hügel, die mit dem reichen Weidenwuchs den Hochwasserabfluß und Eisgang sehr behinderten. Außer diesen Nachteilen schien auch eine durch hohe Einschränkungswerke verstärkte Spülkraft des Stromes für den Bestand der leicht beweglichen Odersohle bedenklich. Beim weiteren Ausbau wurde an der ursprünglichen Höhenlage der Buhne,

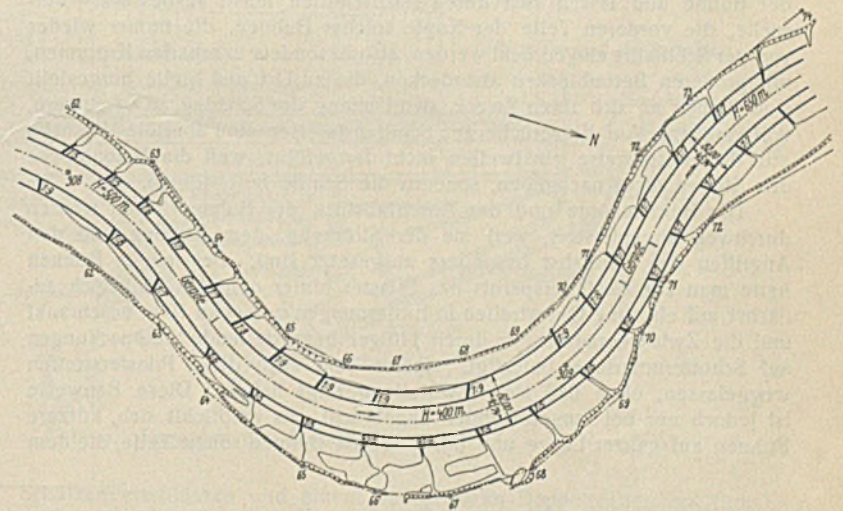


Abb. 8.

Ausbau einer Krümme mit Buhnen und unsymmetrischem Querschnitt.

die auch für die Probestrecken beibehalten war, wenig geändert. Die Buhnenköpfe werden jetzt durchweg in den Streichlinien 10 cm über GW gelegt. Die Rücken der Werke steigen mit der bisher üblichen Neigung etwa 1:100 nach dem Ufer hin an. Die gewählte Höhenlage der Werke gewährt im allgemeinen hinreichend lange Bauzeiten für die Ausarbeiten und die Unterhaltung. Die Buhnen werden, wie bereits erwähnt, ohne Vorlagen gebaut. Abb. 3 zeigt die Bauweise einer Buhne mit der Kopfneigung 1:7,5.

An der Buhnenwurzel wird das Ufer etwa fünffach abgeböschet und durch einen eingebetteten Steinkoffer, der bis zum oberen Böschungsrand reicht, gegen Hinterspülen der Buhnenwurzel gesichert.

Auf einen Unterbau aus Faschinenpackwerk setzt sich der Oberbau aus einem Sandkern und einer Steindecke. Der Unterbau reicht nur bis in Höhe von MNW, damit das Strauchwerk möglichst dauernd unter Wasser bleibt und so vor Verrotten gesichert ist. Da der Bauwasserstand gewöhnlich über MNW liegt, bringt die Bauweise es mit sich, daß außer für den Buhnenkopf und für den Buhnenkörper sehr häufig Sinkstücke



Abb. 9. Ausbau von langen, schwach gekrümmten Stromstrecken mit unsymmetrischem Querschnitt.

Zu Abb. 9.

angewendet werden müssen. Diese werden fast durchweg an der Verwendungsstelle selbst, auf dem Wasser schwimmend und durch leicht eingerammte Pfähle gegen Abtreiben gesichert, in der erforderlichen Form gepackt und

versenkt. Abb. 4 u. 5 zeigen den Sinkstück- und Packwerkbau in der Ausführung. In vielen Fällen, besonders beim Herstellen langer Buhnen, kann an Packwerk dadurch gespart werden, daß nur zwei schwache Packwerk- oder Sinkstückdämme am Rande der Buhne hergestellt werden und der Zwischenraum mit Sand ausgefüllt wird. Auf dem ausbuchtenden Ufer schärferer Krümmen, also im flachen Wasser oder wo benachbarte Buhnen die Baustelle gegen Strömung schützen, kann man den Buhnenkörper oft auch ohne Strauchwerk ganz aus Sand schütten. Beim Aufbringen des Sandkernes auf den Packwerkunterbau ist darauf zu achten, daß die Zwischenräume des Packwerkes gut mit Sand ausgefüllt werden, und daß deshalb der Sandkern gehörig abgerammt wird, um größeren Sackungen möglichst vorzubeugen. Abb. 6 zeigt das Aufbringen des Sandkernes mittels eines Baugreifbagers.

Die 30 cm dicke Steindecke aus Schüttsteinen auf 20 cm dicker Schotterbettung schützt den Sandkern vor Ausspülungen. Die starke Abdeckung des Sandkernes ist für die Oder nötig, weil bei dem im Verhältnis zu den großen Schiffsabmessungen engen Fahrwasser die Buhnen häufig durch die Fahrzeuge, namentlich durch Talschiffe auf dem einbuchtenden Ufer in stärkeren Krümmen beschädigt werden. Die Schäden bleiben bei einer starken Steindecke geringer, gefährden dann nicht den Bestand der Buhne und lassen sich durch Nachschütten leicht ausbessern. Versuche, die vorderen Teile der Köpfe solcher Buhnen, die immer wieder von der Schifffahrt eingedrückt werden, also besonders in scharfen Krümmen, mit größeren Betonblöcken abzudecken, die an Ort und Stelle hergestellt sind, haben an sich ihren Zweck, den Umfang der Schäden zu verringern, voll erreicht. Auf Einsprüche aus Schifffahrtkreisen sind aber die Versuche mit dieser Bauweise einstweilen nicht fortgeführt, weil die Betonblöcke den Stößen nicht nachgeben, sondern die Schiffe beschädigen.

Die Buhnenköpfe und das Anschlußstück der Buhnenrücken werden durchweg abgepflastert, weil sie der Strömung, dem Eisgang und den Angriffen der Schifffahrt besonders ausgesetzt sind. Bei langen Buhnen hatte man zur Kostenersparnis das Pflaster hinter dem Anschlußstück zunächst auf einzelne Querstreifen in Entfernungen von etwa 10 m beschränkt und die Zwischenräume nur durch billiger herzustellende Steinpackungen auf Schotterunterlage befestigt. Später sind auch diese Pflasterstreifen weggelassen, ohne daß sich Nachteile gezeigt haben. Diese Bauweise ist jedoch nur bei langen Buhnen angebracht. Es empfiehlt sich, kürzere Buhnen auf ganzer Länge und bei längeren Buhnen solche Teile, die dem

Strom- und Eisangriff besonders ausgesetzt sind, durchweg abzupflastern (Abb. 7). Neue Buhnenteile von größerer Bauhöhe, die noch Sackungen erwarten lassen, werden zweckmäßig zunächst nur mit Schotter abgedeckt und mit Steinen beworfen. Mit dem Abpflastern kann bis zum nächsten Baujahre gewartet werden, da auch nur mit Schotter abgedeckte Buhnen der Strömung und dem Eisgang standgehalten haben, ohne größere Schäden zu erleiden. Handelt es sich aber im wesentlichen nur um einen Umbau des Kopfes oder um ein Tieferlegen der Buhnenkrone, so ist es angebracht, sogleich abzupflastern. Als Pflastersteine werden aus den Schüttsteinen geeignete Steine ausgesucht und, soweit nötig, zurechtgehauen.

Pfahlreihen zur Einfassung der Kanten usw. sind in Anbetracht der starken Steindecke, und weil das Steinpflaster beim Verfaulen der Pfähle sich lockert, weder nötig noch überhaupt angebracht. Um so mehr muß aber bei der Bauausführung darauf geachtet werden, daß der Böschungsfuß genügend gesichert ist, um ein Lockern und Abrutschen des Pflasters zu vermeiden. Namentlich auf der stromab gelegenen Buhnenseite muß wegen des starken Angriffs durch das überstürzende Wasser der Pflasterfuß in den Boden eingelassen und die Pflasterböschung durch hochkantig gestellte Randsteine gestützt werden. Die neue Buhnenbauweise hat sich im Laufe der Jahre gut bewährt und braucht gegenüber der alten Buhnenbauart mit vielem Faschinenpackwerk weniger Unterhaltung.

Krümmen mit weniger als 600 m Halbmesser sind mit unsymmetrischen Querschnitten von gleicher Leistungsfähigkeit wie die entsprechenden symmetrischen Querschnitte ausgebildet. Mit Rücksicht auf die vermehrten Reibungswiderstände, die dem Abfluß des Wassers in den Krümmen entgegenwirken, sowie mit Rücksicht auf das Begegnen von Bergschleppzügen und Talkähnen ist die Sohle in Krümmen mit weniger als 600 m Halbmesser verbreitert. Die unsymmetrischen Querschnitte in Krümmen, die entweder mit Buhnen in der Kopfneigung 1:5 oder mit Deckwerken in der Böschungsneigung 1:3 ausgebaut sind, werden auf der ganzen Länge der Krümmen angewendet; die Übergänge zu den Regelquerschnitten werden in die Anschlußstrecken gelegt und reichen gewöhnlich über zwei bis drei Buhnenfeldlängen. In Abb. 8 ist im Plan der Ausbau einer solchen Krümme mit Buhnen wiedergegeben. Unsymmetrische Querschnitte sind auch in längeren, schwach gekrümmten Stromstrecken angeordnet, um das zum Pendeln neigende Fahrwasser auf der einbuchtenden Seite festzuhalten (Abb. 9).

Die Buhnenabstände nehmen im allgemeinen mit der Strombreite, also flußabwärts zu. Dort, wo am einbuchtenden Ufer die Strömung stärker in die Buhnenfelder fällt und die Ufer angreift, empfiehlt es sich, wie vielfach schon bei dem ersten Ausbau geschehen, die Buhnen enger zu legen; am ausbuchtenden Ufer können dagegen in geeigneten Fällen die Buhnenabstände ohne Nachteil vergrößert werden (vgl. Abb. 8). Auch können an diesen Stellen Buhnen leichter Bauart zur Ausführung gelangen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Driedorfer Talsperre im Westerwald.

Von Ing. Carl Rind, Berlin-Siemensstadt.

Im Spätsommer 1933 wurde im Rahmen des großen Arbeitsbeschaffungsprogramms der Reichsregierung vom Bezirksverband Wiesbaden bzw. der Nassauischen Energie-Gesellschaft m. b. H. in Oberscheld (Dillkreis) als Träger der Arbeit der Bau der Driedorfer Talsperre beschlossen.

Das Sammelbecken der Driedorfer Talsperre dient mit seinem Inhalt von 1,1 Mill. m³ der jahreszeitlichen Aufspeicherung der sehr unregelmäßig abfließenden Wassermengen des Rehbaches. Das nunmehr vollendete Sammelbecken ermöglicht eine vergleichmäßigte Abgabe des Rehbachwassers und dadurch eine wirtschaftlichere Betriebsführung der im Besitze der Nassauischen Energie-Gesellschaft befindlichen drei Wasserkraftwerke Driedorf, Guntersdorf und Merkenbach, die das beträchtliche Gefälle des Rehbaches von 265 m zwischen Driedorf und der Einmündung in die Dill unterhalb Herborn ausnutzen¹⁾. Neben der Verbesserung der Wasserwirtschaft für die Kraftnutzung wird durch die Errichtung des

Sammelbeckens in gewissem Umfang auch ein Hochwasserschutz für das Rehbachtal erreicht.

Das 17,5 km² große Einzugsgebiet des Sammelbeckens trägt den Charakter eines Hochplateaus und besteht mit Ausnahme des bewaldeten Höhenrückens überwiegend aus Wiesen und Weldeland. Die höchsten Punkte der Wasserscheide zur Sieg im Quellgebiete des Rehbaches liegen zwischen + 580 und + 634 m über NN. Der mittlere jährliche Abfluß beträgt an der Sperrstelle 310 l/sek. Der Hochwasserberechnung des Bauwerks wurde eine größte Hochwassermenge von 21 m³/sek zugrunde gelegt, was einer Wasserspende von 1200 l/sek je km² entspricht.

Die Stauanlage wurde als ein 18 m hoher Erdamm errichtet (Abb. 1), der bei einer Kronenhöhe von + 487,20 m über NN den Rehbach mit einem Stauspiegel von + 484,70 m über NN rd. 15 m hoch anstaut. Die Länge des Staudammes beträgt 440 m, die Breite der Dammkrone 3 m. Die wasserseitige Böschung des Dammes ist unter dem normalen Stauspiegel 1:2,5, darüber 1:2,3 geneigt, während die luftseitige Böschung in ihrem oberen Teile bis auf + 484,40 m über NN mit einer Neigung von 1:1,5,

¹⁾ Volk, Die Rehbachwasserkraftanlagen, Siemens-Zeitschrift, Bd. 11, Nr. 7, S. 355.

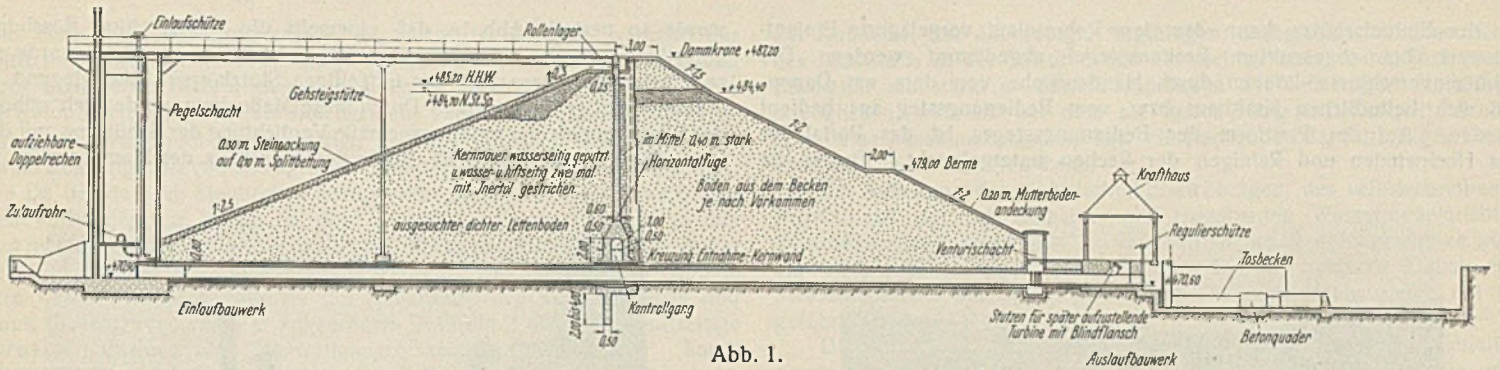


Abb. 1. Querschnitt des Staudammes mit Längenschnitt durch die Entnahme.

darunter 1:2 ausgeführt wurde. Auf + 479,00 m über NN ist luftseitig eine 2 m breite Berme vorhanden.

Zum Schutz gegen Durchsickerungen von der Wasserseite wurde auf 335 m Länge des Dammes eine Kernmauer aus Eisenbeton errichtet, die in die dichten, wasserundurchlässigen Schichten des Untergrundes mit einer 2 bis 4 m tiefen Herdmauer einbindet. Der für die Gründung der Kernmauer hervorragend geeignete Untergrund bestand am linken Hang zum Teil aus anstehendem Basaltfels, in der Talsohle und am rechten Hang aus Basaltuff, einem lehmig zersetzten Verwitterungserzeugnis von besonderer Dichtigkeit bei allerdings geringerer Tragfähigkeit als der Bodenschichten des linken Hanges.

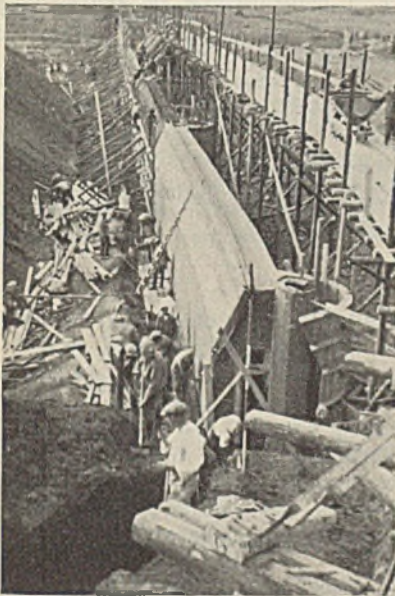


Abb. 2. Schal-, Betonierungs- und Verputzarbeiten am Kontrollgang.

kann. Zur Dichtung der senkrechten Dehnungsfugen diente mit bestem Erfolg 1 mm dickes Kupferblech (Abb. 4). Mit Ausnahme weniger Fugen sind sie sämtlich tropfdicht. So wurde auch beim Bau in Driedorf der Nachweis erbracht, daß die Kupferblechdichtung allen anderen Fugendichtungen beträchtlich überlegen ist, und daß trotz stärkster Bewegungen der einzelnen Mauerblöcke die Fugen immer noch dicht bleiben³⁾. Die waagerechte Fuge über der Decke des Kontrollganges wurde ebenfalls mit einem Kupferblech abgedichtet, das jeweils am Schnittpunkte mit den Blechen der senkrechten Fugen verschweißt wurde. Die waagerechte Fuge selbst wurde mit einer 10 mm dicken Hartasphaltschicht Tectipix X vergossen, während man am Kupferblech hierzu Bitumen benutzte (vgl. Abb. 5). Auch die Abdichtung der waagerechten Fuge hat sich sehr bewährt.

Die Entnahme des Betriebwassers aus dem Sammelbecken geschieht durch eine 800 mm weite, mit Eisenbeton ummantelte eiserne Grundablaßrohrleitung (Abb. 1), die mit zwei

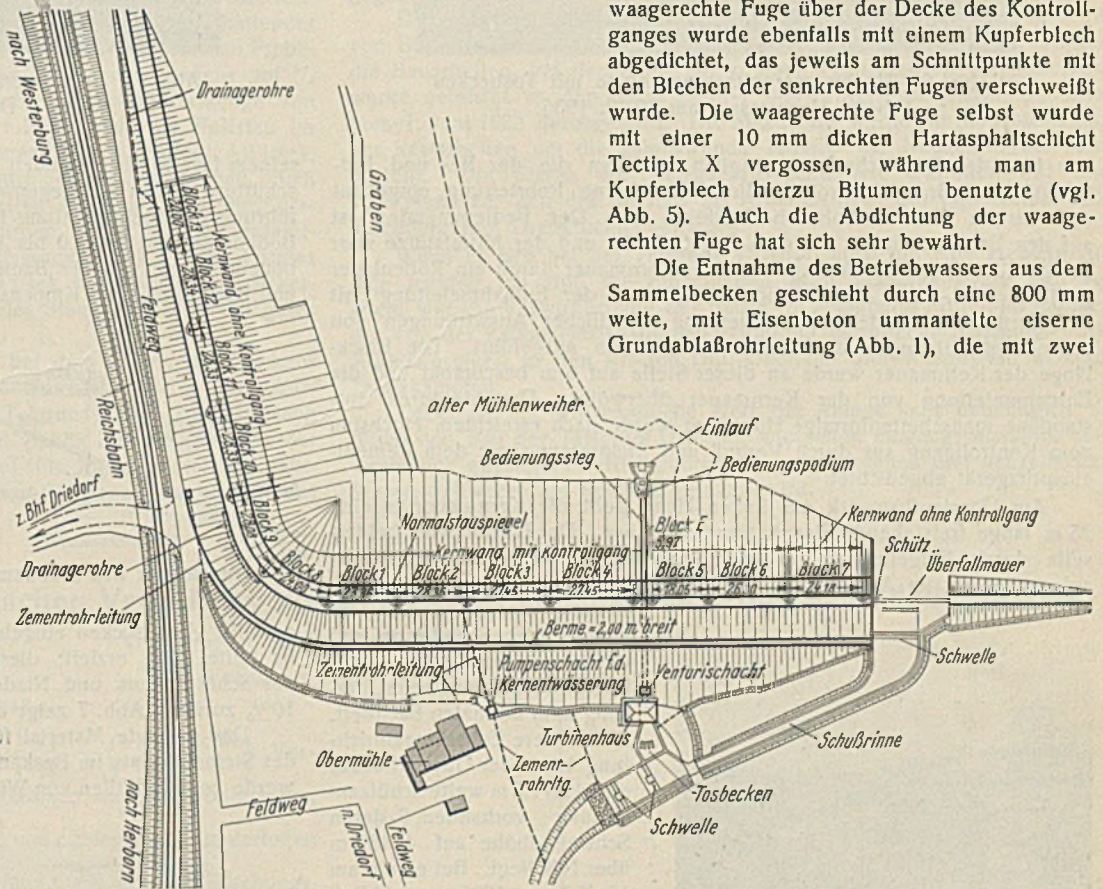


Abb. 3. Lageplan des Staudammes.

Auf rd. 210 m Länge der Kernmauer wurde ein 1 m breiter und 2 m hoher Kontrollgang ausgeführt (Abb. 2), der der dauernden Revision und zur unschädlichen Ableitung des unvermeidlich anfallenden Sickerwassers dient. Über der Kontrollgangdecke wurde eine waagerechte Fuge angeordnet, die eine Beweglichkeit der Kernmauer nach beiden Richtungen bei den dauernd wechselnden Beanspruchungen durch Wasserdruck und Erddruck ermöglicht.

Die statische Berechnung der Kernmauer wurde nach dem Näherungsverfahren von Dr.-Ing. Streck²⁾ durchgeführt, wobei die Kernmauer entsprechend ihrer wechselnden Höhe nach den Hängen zu in drei Berechnungsabschnitte eingeteilt wurde. In den drei Berechnungsabschnitten wurden Wanddicken von 85,60 und 50 cm über Kontrollgangdecke (waagerechter Fuge) bei gleichbleibender Dicke von 25 cm an der Mauerkrone ermittelt.

Die Kernmauer wurde ferner durch die in Abständen von 6 bis 28 m angeordneten senkrechten Dehnungsfugen in insgesamt 14 Mauerblöcke unterteilt (Abb. 3). Jede der senkrechten Fugen ist durch senkrechte Schächte mit Steigeleitern zugänglich, so daß jederzeit eine Nachdichtung stattfinden

Schützenverschlüssen und einem aufziehbaren Doppelrechen am Einlauf ausgerüstet ist. Die Rohrsohle liegt am Einlauf + 470,90 m über NN, am Auslauf + 470,60 m über NN. Zur Vornahme von Reparaturarbeiten

³⁾ Bautechn. 1934, Heft 30, S. 391: Fugendichtung an Wasserbauwerken aus Beton.

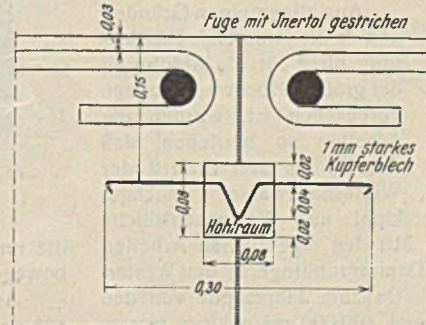


Abb. 4. Ausbildung der senkrechten Dehnungsfugen.

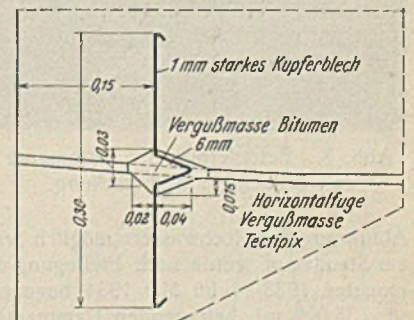


Abb. 5. Ausbildung der waagerechten Dehnungsfuge über dem Kontrollgang.

²⁾ Bautechn. 1929, Heft 53, S. 838: Die Ausbildung des Betonkerns bei Staudämmen und seine Berechnung.

an der Einlaufschütze kann das dem Rohreinlauf vorgelagerte Einlaufbauwerk bei abgesenktem Beckenspiegel abgedämmt werden. Die Schützenverschlüsse können durch Handantriebe von dem am Dammfuß sich befindlichen Krafthaus bzw. vom Bedienungssteg aus bedient werden. Auf der Plattform des Bedienungssteiges ist das Portal für das Hochwinden und Reinigen der Rechen untergebracht. Ebenso ist

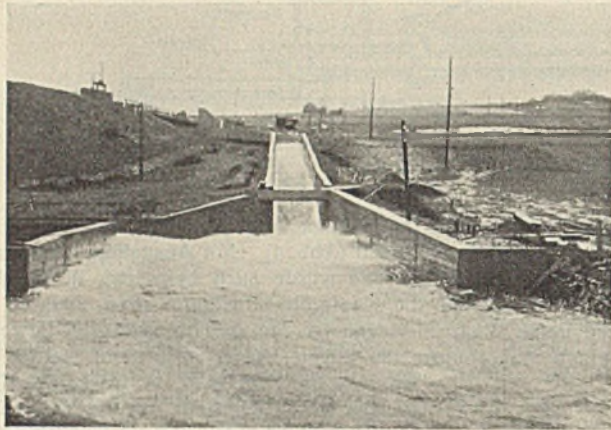


Abb. 6. Hochwasserentlastungsanlage mit Tosbecken beim Hochwasser am 16. 2. 1935.

von hier der Pegelschacht zugänglich, in dem die der Be- und Entlüftung des Grundablaßrohres dienende eiserne Rohrleitung eingebaut und bis in Geländerhöhe hochgeführt ist. Der Bedienungssteg ist auf den Rechenstützen, auf dem Pegelschacht und der Mittelstütze starr gelagert, während das Auflager auf der Kernmauer durch ein Rollenlager gebildet wird. An der Durchdringungsstelle der Entnahmeleitung mit der Kernmauer wurde zur Vermeidung schädlicher Auswirkungen von ungleichen Setzungen eine Sonderkonstruktion ausgeführt. Die Blocklänge der Kernmauer wurde an dieser Stelle auf 6 m beschränkt und die Entnahmeleitung von der Kernmauer überwölbt. Der hierdurch entstandene manschettensförmige Hohlraum wurde nach erreichtem Hochstau vom Kontrollgang aus durch Verguß und Auspressung mit dem Zement-einspritzgerät abgedichtet.

Am Überlaufbauwerk am linken Hang geht die Kernmauer in eine 25 m lange freistehende Eisenbetonmauer über. Der Damm wird beiderseits durch Flügelmauern abgeschlossen. Die Hochwasserentlastungsanlage besteht im Anschluß an die Überfallmauer aus einem oberen Tosbecken, einer sich auf 3 m verengenden Schußrinne und einem unteren Tosbecken zur Energievernichtung beim Übergang zum normalen Bachbett. Als weitere Entnahmeeinrichtung ist in der Überfallmauer eine 1,5 · 1,5 m weite Schützenöffnung vorhanden, deren Schwellenhöhe auf + 480 m über NN liegt. Bei einem am 16. Februar 1935 zum Abfluß gekommenen Hochwasser von $Q = 16 \text{ m}^3/\text{sek}$ hat sich die Zweckmäßigkeit der Entlastungsanlage bereits erwiesen. Aus Abb. 6 ist zu ersehen, daß im unteren Tosbecken eine völlige Beruhigung des Wassers eintritt.



Abb. 8. Betonierung der Kernmauer mit luftseitiger Steinpackung.

Aus allgemeinen Gründen und da die Grundablaßeinrichtung nicht für die Abführung der größten Hochwassermenge vorgesehen ist, wurden die Arbeiten so betrieben, daß der Damm zum Eintritt der Winterhochwasser hochgekippt und die unschädliche

Abführung des Hochwassers möglich war. Mit den eigentlichen Arbeiten am Staudamm wurde nach Freilegung der Dammgrundfuge in den Wintermonaten 1933/34 im Mai 1934 begonnen. Da zum Jahresende von den rd. 125 000 m³ betragenden Dammassen erst 100 000 m³ gekippt waren, wurde, um den Schüttbetrieb im Winter aufrechterhalten zu können, der Einbau von rd. 10 000 m³ Steinmaterial vorgenommen. Dieses Steinmaterial

wurde so verteilt (Abb. 1), daß einerseits die wasserseitige Böschungsbefestigung über + 482,00 m über NN beträchtlich verstärkt wurde und andererseits der obere Teil des luftseitigen Stützkörpers überwiegend mit Steinmaterial gekippt wurde. Durch diese Maßnahme wurde auch während der Wintermonate die ordnungsgemäße Verdichtung der Schüttung mit dem Stampfgerät ermöglicht. Die Gefahr des Absackens des Stampfgerätes mit

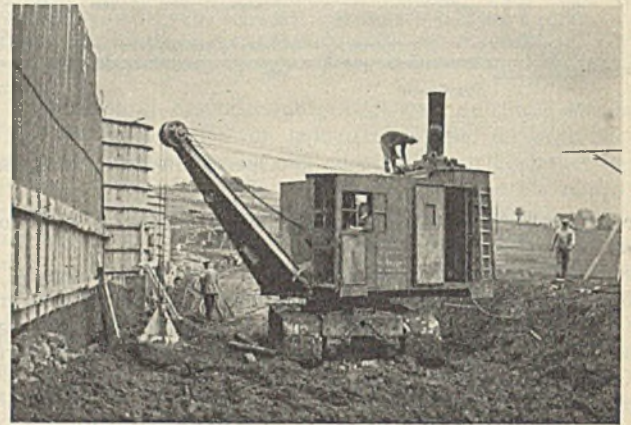


Abb. 7. Stampfgerät beim Abrammen des luftseitigen Dammsützkörpers.

seinem fast 40 t betragenden Dienstgewicht, die auf dem lehmigen Dammschüttungsboden bei Regenwetter sehr groß war, wurde durch die Ausführung der Steinschüttung im Winter ausgeschaltet. Die Schütthöhe der Bodenschichten hat 1,0 bis 1,5 m betragen. Die Verdichtung des Dammbodens wurde von der Bauleitung laufend durch Nivellement vor Beginn und Beendigung des Kippens sowie nach Abrammung der Schüttlage fest-

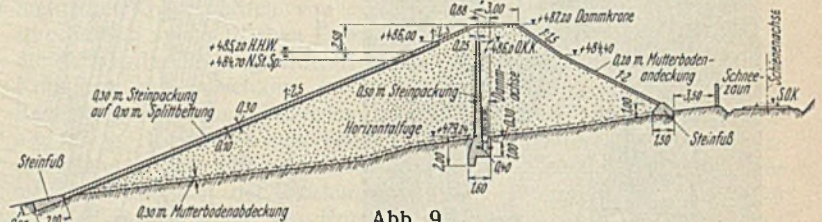


Abb. 9. Querschnitt des Staudammes mit Kernmauer ohne Kontrollgang.

gestellt. Bei trocken eingebrachtem Boden wurde eine Verdichtung von im Mittel 20% erzielt; dieser Wert ging bei zunehmender Feuchtigkeit des Schüttbodens und Niederschlägen während des Stampfens bis auf 10% zurück. Abb. 7 zeigt das Stampfgerät an der Arbeit.

Das gesamte Material für die Dammschüttung wurde mit Ausnahme des Steinmaterials im Becken gewonnen. Das weniger geeignete Material wurde zum Auffüllen von Wiesen und Äckern am linken Hang verwendet,



Abb. 10. Unterer Teil des Staubeckens mit Staudamm. Im Hintergrunde die Ortschaft Driedorf.

die nur gering überstaut wurden. Die gesamte von Hand gelöste Bodenbewegung hat 225 000 m³ betragen.

An Beton waren insgesamt rd. 5000 m³ herzustellen, wovon rd. 3000 m³ auf den Eisenbeton der Kernmauer entfallen. Die Betonherstellung wurde von der Bauleitung laufend überwacht, insbesondere die Zusammensetzung der Zuschläge entsprechend ihrer Körnung. Das Feinmaterial (Flußsand

vom Main und Basaltgrus) wurde von auswärts bezogen, während der Splitt mit einer eigenen Brechanlage auf der Baustelle mit aus den Halden eines verlassenen Steinbruches gewonnenem Basalt erzeugt wurde. Für die Betonbereitung wurde Hochofenzement verarbeitet. Die W_{b28} -Festigkeiten der Würfelproben schwankten zwischen 110 und 240 kg/cm² bei einem Zementgehalt von 300 kg/m³ und plastischer Verarbeitung des Betons.

Da bei dem im Staubecken gewonnenen Material durchlässiger Boden nicht vorhanden war, mußte auf der Luftseite der Kernmauer eine an den senkrechten Schächten im Mittel 80 cm dicke, im übrigen Teil im Mittel 40 cm dicke Steinpackung ausgeführt werden. Die Steinpackung (Abb. 8) wird durch eine Längsrinne an der Außenseite des Kontrollganges und durch in Abständen von 3 m angeordnete Dränrohre, die in die luftseitige Entwässerungsrinne des Kontrollganges münden, entwässert. Somit ist für die Trockenhaltung des luftseitigen Dammstützkörpers gut gesorgt, da durch die Kernmauer unvermeidlich hindurchdringendes Sickerwasser schadlos abgeführt wird. In den Teilen des Dammes, in denen zufolge der geringen Höhe kein Kontrollgang ausgeführt wurde (Abb. 9), ist die Entwässerung des luftseitigen Stützkörpers in ähnlicher Weise ausgeführt. Diese luftseitigen Entwässerungsrinnen münden an den Enden des Kontrollganges in diesen. Die beim Bau am rechten Hang in der Dammgrundfuge aufgeschlossenen Quellen wurden zufolge der beträchtlichen Querneigungen der Dammprofile zum Staubecken ebenfalls in den Kontrollgang eingeleitet. Die Ergiebigkeit dieser Quellen beträgt bei anhaltender Regenzeit bis zu 1,5 l/sek. Im Kontrollgang wurde bei dem für den Probetau von der Aufsichtsbehörde zugelassenen Füllen des Beckens auf $\frac{3}{4}$ der vollen Stauhöhe am 4. Februar 1935 eine Gesamtwassermenge von 2,5 l/sek gemessen. Diese Wassermenge erhöhte sich bei Vollstau im April 1935 nach Fertigstellung des Staudammes (Abb. 10) auf rd. 4,0 l/sek, wovon jedoch alle von der Wasserseite eindringenden Sickerungen durch inzwischen vorgenommene Einpressungsarbeiten mit dem Zementeinspritzgerät in Höhe von rd. 1,0 l/sek beseitigt wurden. Wird von der Gesamtwassermenge die Wasserführung der Quelfassungen des rechten Hanges abgezogen, so verbleiben etwa 1,5 bis 2,0 l/sek bei Vollstau an Sickerwasser, was bei den Größenverhältnissen des Staudammes als ein gutes Ergebnis bezeichnet werden darf.

Laufend beim Bau und insbesondere bei dem Füllen des Beckens wurden die Bewegungen der Kernmauer beobachtet. Die größten Ausweichungen betragen am Übergang vom Talgrunde zum rechten Hang nach der Luftseite bei Vollstau 38 cm, am linken Hang 8 cm nach der Wasserseite. Es ist schwer, einen Grund für diese ungleichen Ausweichungen der Kernmauer zu finden. Eine Erklärung ergibt sich aus

der Annahme, daß die weniger tragfähigen, nachgiebigen Bodenschichten des Basalttuffs in der Talsohle und am rechten Hang durch ihre größere Elastizität ein stärkeres Zusammendrücken des luftseitigen Stützkörpers ermöglichen, während bei dem am linken Hang anstehenden Felsuntergrund eine Zusammenpressung bzw. ein Nachgeben der luftseitigen Damm-schüttung nicht eintreten kann.

Zur Aufnahme der elektrischen Einrichtungen, des selbstschreibenden Pegels und der im Entnahmerohr eingebauten Wassermessrichtung (Venturirohr) und schließlich für den Antrieb der Regelungsschütze wurde ein kleines Krafthaus errichtet, in dem für den späteren Einbau eines Maschinensatzes zur Energiegewinnung die Fundamente gleich mit ausgeführt wurden.

Die gesamte Entwurfsbearbeitung, die Oberleitung und die Bauleitung wurden der Siemens-Schuckertwerke AG übertragen, die schon die unterhalb liegenden Wasserkraftanlagen Driedorf, Guntersdorf und Merkenbach ausgeführt hat. Die Bauarbeiten wurden von einer Arbeitsgemeinschaft unter Federführung der Beton- und Monierbau AG, Kassel, sowie der Firmen Dyckerhoff & Widmann AG, Wiesbaden, Karl Beimborn, Oberscheid, und Jakob Möller, Gönnern, ausgeführt. Die maschinellen Einrichtungen führte die Firma J. M. Voith, Heldenheim, aus, während die elektrischen Einrichtungen der Siemens-Schuckertwerke AG in Auftrag gegeben wurden.

Die Anlage wurde finanziert zum Teil mit staatlicher Hilfe in Form von Darlehen und verlorenen Zuschüssen durch die Öff. Auch wurden die Bauarbeiten, bei denen bis zur völligen Fertigstellung 165 000 Tagewerke geleistet wurden, nach Ziffer 7 des Arbeitbeschaffungsprogramms vom 1. Juni 1933 durchgeführt. Die Maßnahme wurde für die Abwicklung der Restarbeiten um die Jahreswende 1934/35 zur Notstandsarbeit umgestellt. Die Stärke der Belegschaft schwankte zwischen 150 und 1350 Mann zur Zeit des Beginns der Arbeiten bzw. des im Sommer 1934 durchgeführten Dreischichtenbetriebes.

Wenn es sich bei der Talsperre Driedorf auch um eine kleinere Anlage handelt, so sind die Einzelheiten doch bemerkenswert, und vor allem war die Verwirklichung des Baues ein geeignetes Mittel, im Rahmen der von der nationalsozialistischen Regierung getroffenen Maßnahmen die Arbeitslosigkeit in den Kreisen Dill, Oberlahn und Westerwald wirksam zu bekämpfen.

Dabei ist der wirtschaftliche Wert der Anlage sehr beträchtlich, da durch den Bau der Talsperre Driedorf, wie schon eingangs erwähnt, eine wesentlich günstigere Betriebsführung der vorhandenen drei neuzeitlichen Wasserkraftwerke am Rehbach erreicht wird.

Die Nachprüfung des statischen Verhaltens von Bogen und Bogenreihen durch Modellversuche.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

(Fortsetzung aus Heft 38.)

B. Die Bogenreihe.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 15: $\begin{Bmatrix} e_r \\ v_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \text{waagerechte} \\ \text{lotrechte} \end{Bmatrix}$ Verschiebung des Schnittpunktes r der Bogenachsen und r^{ten} Pfeilerachse, $\begin{Bmatrix} \beta_r \\ x_{r+1} \end{Bmatrix} =$ Drehung der unmittelbar $\begin{Bmatrix} \text{links} \\ \text{rechts} \end{Bmatrix}$ von r gelegenen Kämpferfugen der Bogen über der r^{ten} und $(r+1)^{\text{ten}}$ Öffnung, die mit dem Drehungswinkel γ_r der oberen Endtangente der elastischen Linie des r^{ten} Pfeilers (Abb. 14) übereinstimmt, $\begin{Bmatrix} \tau_r' \\ \tau_r'' \end{Bmatrix} =$ Winkel, die die Senkrechten zur elastischen Linie des Pfeilers am Pfeilerkopf zu den Geraden $r-(r-1)$ und $r-(r+1)$ bilden (Abb. 15)⁹⁾, folgt:

⁹⁾ Vgl. Schaechterle, Beiträge zur Theorie und Berechnung der

$$(13) \quad \begin{cases} \Delta e_r = e_r - e_{r-1} \\ \Delta e_{r+1} = e_{r+1} - e_r \\ \Delta v_r = v_r - v_{r-1} \\ \Delta v_{r+1} = v_{r+1} - v_r \\ \tau_r' = -\gamma_r + \frac{\Delta v_r}{l_r} \\ \tau_r'' = +\gamma_r - \frac{\Delta v_{r+1}}{l_{r+1}} \end{cases}$$

Die am Pfeilerkopf r angreifenden Kräfte können durch ein Kräftepaar vom Moment M_r und zwei Einzelkräfte S_r und B_r ersetzt werden (Abb. 16

im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen, Bogenstellungen und mehrstieligen Rahmen. Berlin 1912, Wilh. Ernst & Sohn.

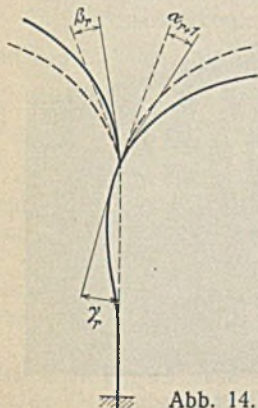


Abb. 14.

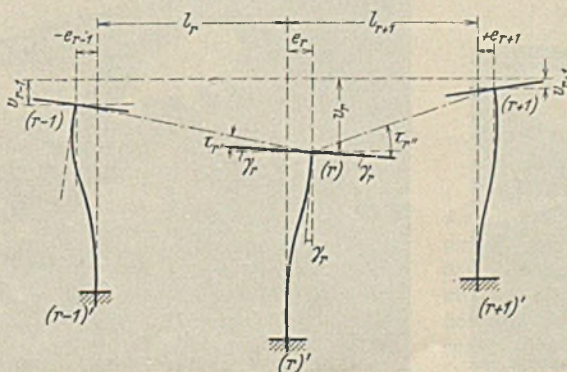


Abb. 15.

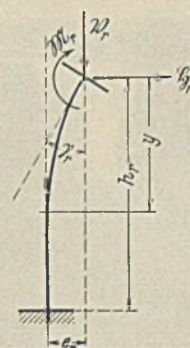


Abb. 16.

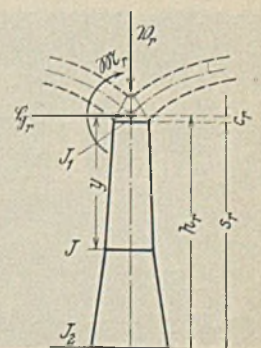


Abb. 17.

u. 17). Unter der Annahme, daß die Pfeiler am unteren Ende starr und lotrecht eingespannt sind, gilt:

$$(14) \quad \gamma_r = \int_{c_r}^{h_r} \frac{\delta_r y + \mathfrak{M}_r}{E J} \cdot dy$$

$$(15) \quad e_r = \int_{c_r}^{h_r} \frac{\delta_r y + \mathfrak{M}_r}{E J} \cdot y \, dy,$$

woraus folgt:

$$(16) \quad \delta_r = -\frac{\gamma_r}{b_r^2} + \frac{e_r}{d_r^3}$$

$$(17) \quad \mathfrak{M}_r = \frac{\gamma_r}{a_r} - \frac{e_r}{b_r^2}.$$

Hierin ist:

$$(18) \quad \left. \begin{aligned} a_r &= \frac{\int_{c_r}^{h_r} \frac{y^2}{J} \cdot dy \cdot \int_{c_r}^{h_r} \frac{dy}{J} - \left(\int_{c_r}^{h_r} \frac{y \, dy}{J} \right)^2}{\int_{c_r}^{h_r} \frac{y^2 \, dy}{J}} \\ b_r^2 &= \frac{\int_{c_r}^{h_r} \frac{y^2 \, dy}{J} \cdot \int_{c_r}^{h_r} \frac{dy}{J} - \left(\int_{c_r}^{h_r} \frac{y \, dy}{J} \right)^2}{\int_{c_r}^{h_r} \frac{y \, dy}{J}} \\ d_r^3 &= \frac{\int_{c_r}^{h_r} \frac{y^2 \, dy}{J} \cdot \int_{c_r}^{h_r} \frac{dy}{J} - \left(\int_{c_r}^{h_r} \frac{y \, dy}{J} \right)^2}{\int_{c_r}^{h_r} \frac{dy}{J}} \end{aligned} \right\}$$

Für jeden Pfeilerkopf hat man drei Gleichgewichtsbedingungen:

$$(19) \quad \begin{cases} \delta_r = H_{B_r} - H_{A_r+1} \\ \mathfrak{B}_r = V_{B_r} - V_{A_r+1} \\ \mathfrak{M}_r = M_{B_r} - M_{A_r+1} \end{cases}$$

Nimmt man hierzu die drei Gleichungen für die Bogengrößen H , V und M der einzelnen Öffnungen, so ergeben sich bei n Öffnungen insgesamt $3(n+1) + 3n = 6n + 3$ Gleichungen zur Bestimmung der $(3n)$ statisch unbestimmten Größen H , V und M sowie der $3(n+1)$ unbekanntenen Verschiebungen der Pfeilerköpfe e , v und γ .

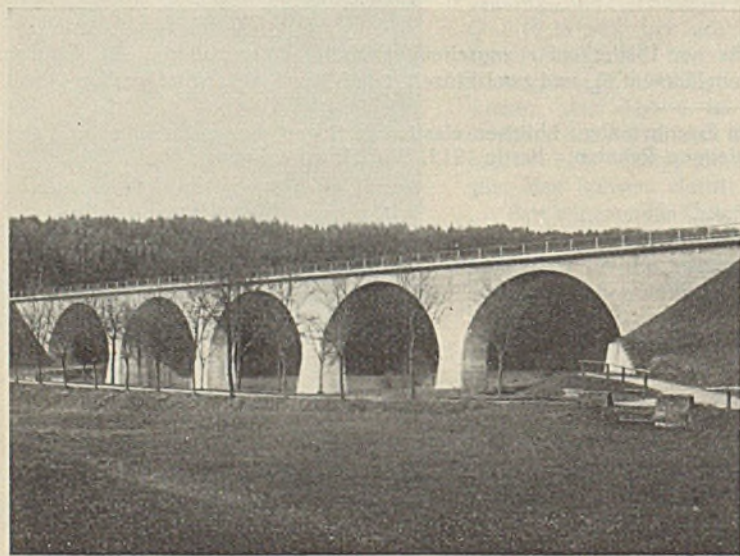


Abb. 18. Reichenbachtalbrücke.

III.

Für die praktische Anwendung der Theorie der elastischen Bogenreihen auf Talbrücken mit ungleichen Öffnungen und Pfeilerhöhen ist folgender Rechnungsgang vorzuziehen:

Man bestimmt die Einspannungsgrößen der einzelnen Bogenkämpfer, d. h. die Verschiebungen und Verdrehungen jedes Pfeilerkopfes für eine am freigemachten Bogenkämpfer angreifende waagerechte Kraft, $H=1$, lotrechte Kraft $V=1$ und ein Moment $M=1$, und zwar das eine Mal vom linken Widerlager ausgehend nach rechts, das andere Mal vom rechten Widerlager nach links fortschreitend bis zur belasteten Öffnung. Mit den Einspannungsgrößen im belasteten Bogenfelde lassen sich dann die dort auftretenden inneren Kräfte für eine bestimmte Belastung oder deren Einflußlinien für eine über die ganze Bogenreihe wandernde Last $P=1$ errechnen.

In dieser Weise ist von Dr.-Ing. Ernst Pichl die Reichenbachtalbrücke der Bahnlinie Leinfelden-Waldenbuch (Abb. 18) berechnet worden⁹⁾. Die unter Berücksichtigung der Pfeilerelastizität bestimmten Einflußlinien für die Kernpunktmomente im Scheitel des dritten Bogens und in der Sohlfuge des anschließenden Pfeilers sind in Abb. 19 wiedergegeben. Die Randspannungen im Bogenscheitel ergaben sich bis zu 25% höher als unter der Annahme starrer Einspannung, im Bogenkämpfer und in den Pfeilern sind die Spannungsverhältnisse günstiger. Während also aus der genauen Berechnung für die Scheitel eine Verstärkung des Bogens folgt, können die Pfeiler schlanker gehalten werden als unter der Annahme starrer Einspannung, da die Berücksichtigung des elastischen Nachgebens der Pfeilerköpfe einen geringeren Ausschlag der Stützlinie im Pfeiler bei einseitiger Last ergibt.

Die Nachprüfung der auf Grund der Elastizitätstheorie errechneten Werte durch den Modellversuch lieferten die in Abb. 19 dargestellten Einflußlinien. Die Abweichungen sind nicht von Bedeutung.

IV.

Die im Jahr 1931 erbaute Talbrücke bei Hattingen besitzt fünf Öffnungen von 28,30 m Weite (Abb. 20). Die Gewölbe sind bewehrt, ebenso die Pfeilerköpfe. Der elastische Zusammenhang als Bogenreihe ist somit gewährleistet. Wie bisher allgemein üblich, wurden die Gewölbe als elastische Bogen mit starrer Kämpferinspannung auf Grund der Elastizitätstheorie nach dem von Prof. Dr. Mörsch angegebenen Verfahren berechnet. Der Einfluß des massiven Aufbaues auf die Spannungen im Gewölbe blieb unberücksichtigt, desgleichen die elastische Nachgiebigkeit der Pfeiler und Widerlager. Zur Pfeileruntersuchung sind die von der Gewölbebelastung herrührenden und in den Bogenkämpfern auf die Pfeilerköpfe übertragenen Kräfte mit den Eigen gewichten der Pfeiler und den sonstigen angreifenden Kräften in ungünstigster Zusammenstellung mittels Kräftepläne zu Resultierenden zusammengesetzt worden.

Zur Klärung des tatsächlichen Verhaltens der Gewölbe mit Aufbau und der Bogenreihe dienten die nachstehend beschriebenen Modellversuche.

Bei der Herstellung der Modelle war man bestrebt, das zu untersuchende Tragsystem möglichst wirklichkeitsgetreu wiederzugeben. Das Modell der Bogenreihe ist jedoch auf drei Öffnungen beschränkt worden, um an Kosten und Zeit zu sparen. Die gegenseitige Beeinflussung der Gewölbe und Pfeiler kommt bei drei Öffnungen noch genügend zum Ausdruck. Bei den Untersuchungen ist überhaupt auf die Klärung grundsätzlicher Fragen mehr Wert gelegt als auf Feststellungen, die sich nur

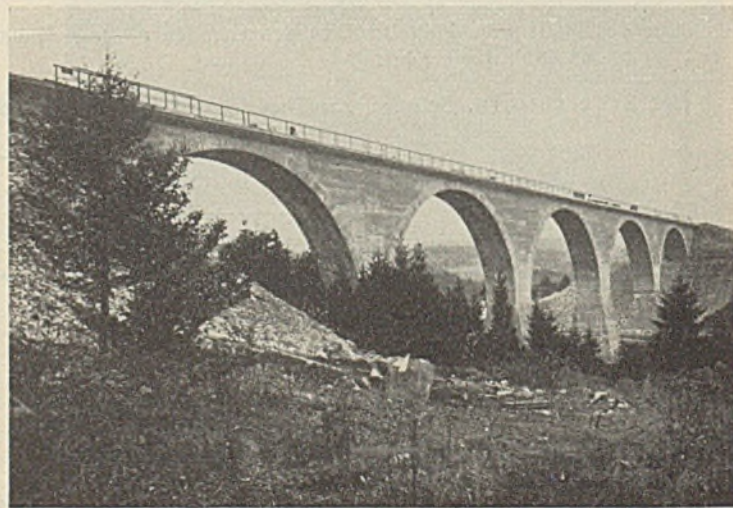


Abb. 20. Talbrücke bei Hattingen.

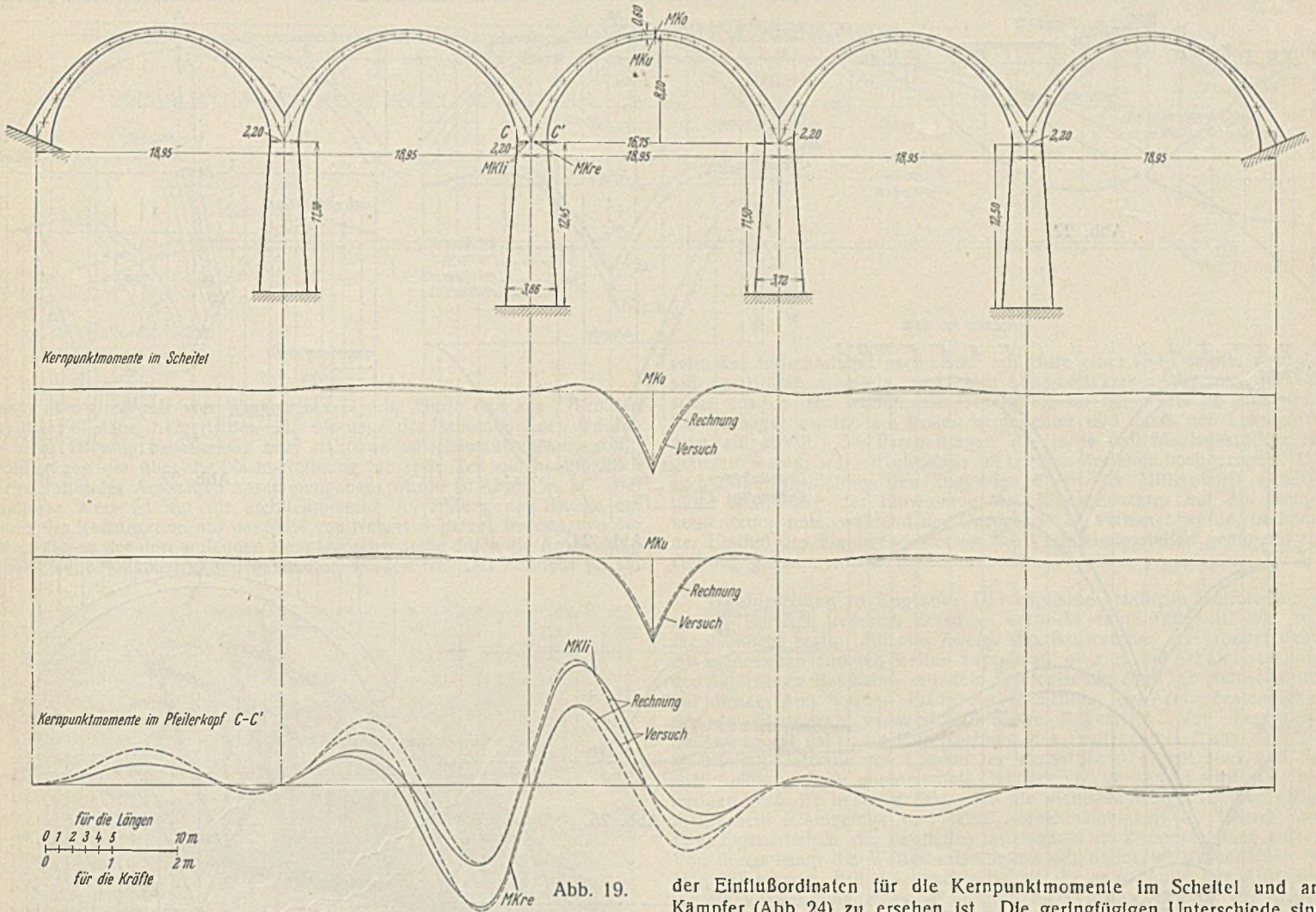


Abb. 19.

auf den Sonderfall des Hattinger Bauwerks beziehen. Der Versuchsplan umfaßte Untersuchungen und Messungen am elastischen Bogen ohne Aufbau, ausgesteiften Bogen

- a) mit fugenlosem, massivem Aufbau,
- b) mit Fugen über den Bogenkämpfern, dem Scheitel und den Bogenvierteln,
- c) außerdem mit Fugen in den Bogenachteln.

Die Hauptversuche bezweckten die Feststellung des Verhaltens der Bogenreihe mit drei Öffnungen, einmal mit fugenlosem Aufbau, das andere Mal mit einer der Bauausführung entsprechenden Fugenteilung.

Form und Abmessungen der nach der Stützlinie für die ständige Last geformten Bogen sind aus Abb. 21 und folgenden Zahlenangaben zu entnehmen:

- Spannweite $l = 28,30$ m
- Pfeiler $f = 9,00$ "
- Scheiteldicke $d_s = 0,90$ "
- Kämpferdicke $d_k = 1,60$ "
- Elastischer Schwerpunkt $y_s = 2,213$ "
- $y_k = 6,787$ "
- Gesamtgewicht $G = 2.662$ t
- Bogenschub aus ständiger Last . . . $H_g = 320$ t
- Ergänzungskraft $H_e = 5,1$ t.

Mit den Gleichungen für die statischen unbestimmten Größen H , V und M

$$H = \frac{\sum M_0 \cdot \frac{ds}{J} \cdot y}{\sum \frac{ds}{J} \cdot y^2 + \sum \frac{ds}{F}}, \quad V = - \frac{\sum M_0 \cdot \frac{ds}{J} \cdot x}{\sum \frac{ds}{J} \cdot x^2}, \quad M = - \frac{\sum M_0 \cdot \frac{ds}{J}}{\sum \frac{ds}{J}}$$

sind die in Abb. 22 dargestellten Einflußlinien errechnet. Für die Kernpunktmomente gilt

$$M_k = M_0 + M - H \cdot y_k - V \cdot x_k$$

Die Einflußlinien für die M_{ko} und M_{ku} in den Scheitel- und Kämpferquerschnitten sind in Abb. 23 dargestellt.

Die Nachprüfung der Rechnungsergebnisse an einem Modell des elastischen Bogens ohne Aufbau ergab eine gute Übereinstimmung, was aus der Gegenüberstellung der berechneten und gemessenen Zahlenwerte

der Einflußordinaten für die Kernpunktmomente im Scheitel und am Kämpfer (Abb. 24) zu ersehen ist. Die geringfügigen Unterschiede sind weniger auf Ungenauigkeit der Messung als auf die Vernachlässigung der Querkkräfte beim der Rechnung und auf unvermeidliche Mängel der Einspannung des Modells an den Bogenkämpfern zurückzuführen.

Die Untersuchung des elastischen Bogens mit fugenlosem Aufbau ist in Abb. 25 wiedergegeben. Man hat es hier nicht mehr mit einem stabförmigen Träger, sondern mit einem scheibenförmigen Gebilde zu tun, dessen elastisches Verhalten rechnerisch schwer zu erfassen ist. Durch

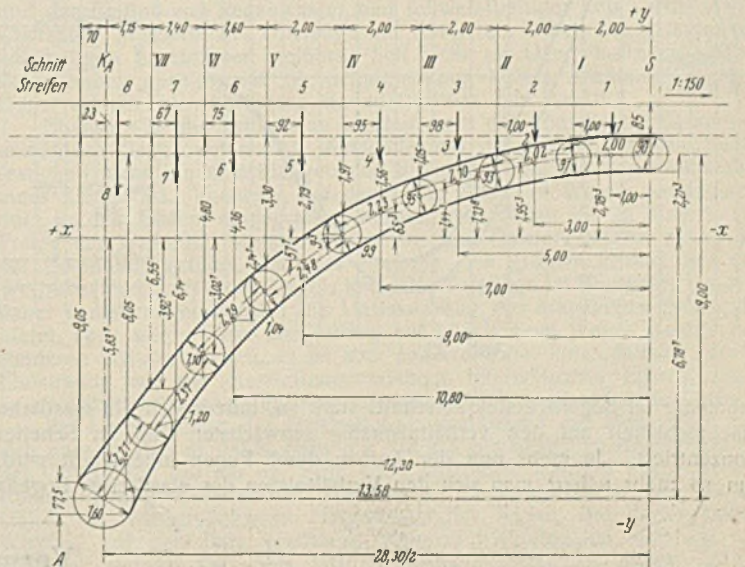


Abb. 21.

Aufschneiden im Scheitel und Einbau der Verformungslehre in den Kernpunkten des Scheitelquerschnitts von der Höhe $h = s + t$ (Gewölbe + Aufbau) wurden die in Abb. 25 dargestellten Einflußlinien für die Kernpunktmomente im Bogenscheitel gewonnen. Die Aussteifung des Bogens durch den Überbau macht sich in kleineren Einflußflächen geltend. Die Randspannungen werden kleiner; der fugenlose Aufbau wirkt günstig.

Wird durch eine Überbaufuge im Bogenscheitel der wirksame Querschnitt eingeschränkt, so nehmen die Einflußordinaten für die Kernpunkt-

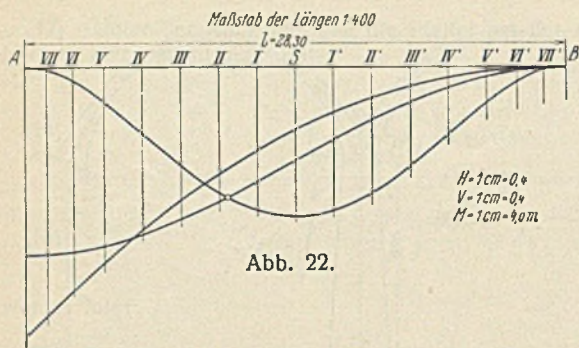


Abb. 22.

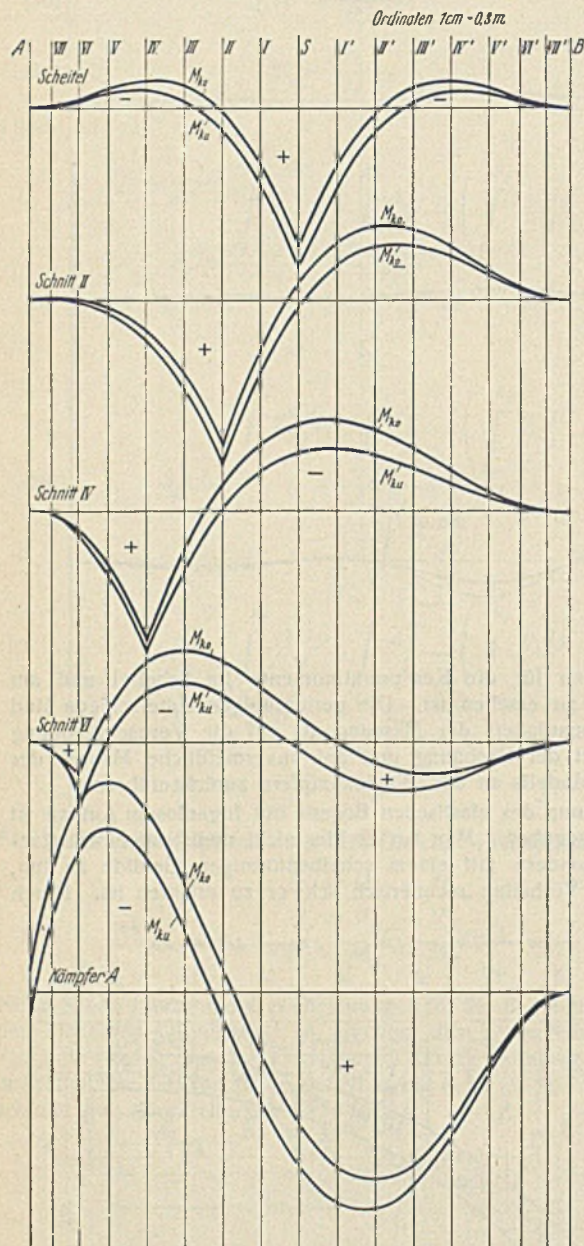


Abb. 23.

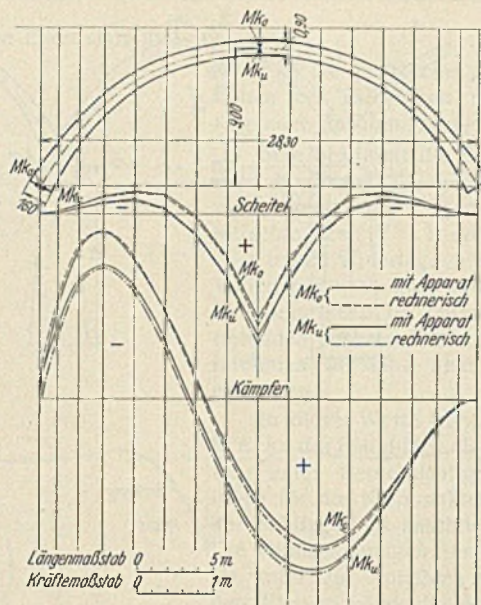


Abb. 24.

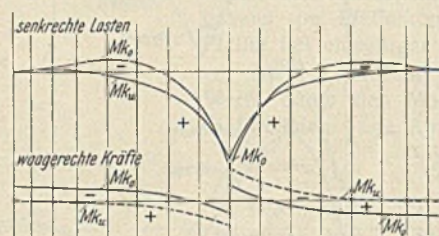


Abb. 25.

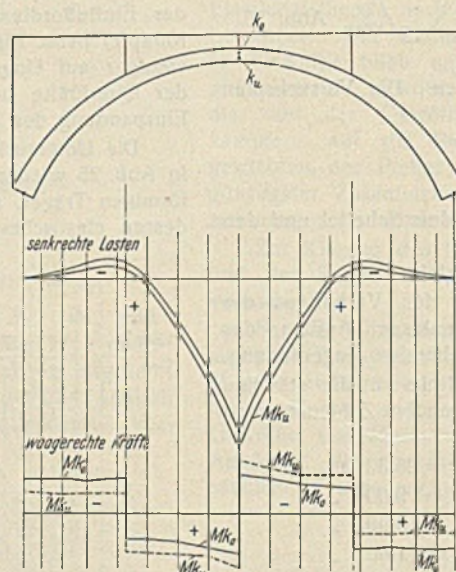


Abb. 26.

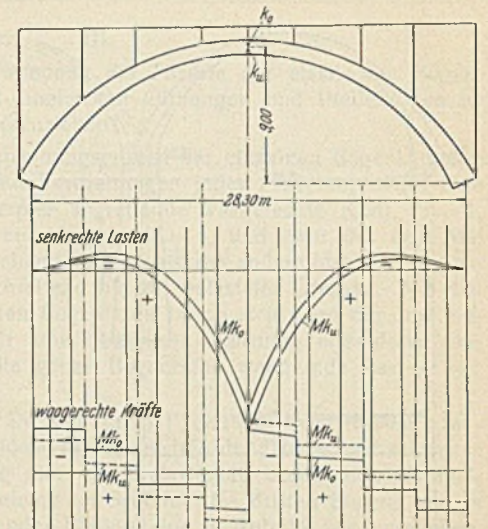


Abb. 27.

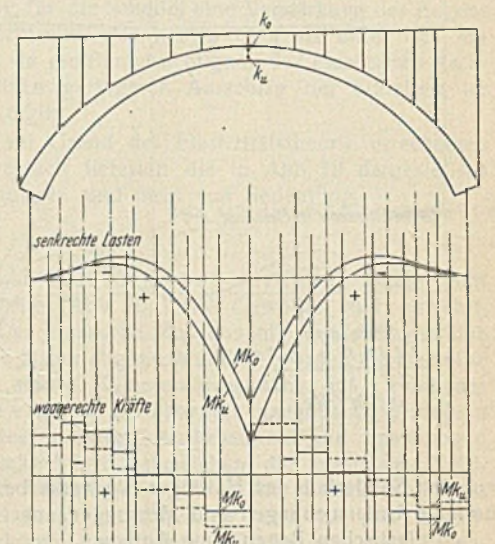


Abb. 28.

momente im Bogenscheitelquerschnitt stark zu, indem sich die elastische Nachgiebigkeit auf den verhältnismäßig schwächsten Teil im Scheitel konzentriert. Je mehr nun der Aufbau durch Fugen untergeteilt wird, um so mehr nähert man sich den Verhältnissen des elastischen Bogens

änderungen des Bogens mit. Am Modell ist die Ermittlung der statisch unbestimmten Größen nur mit Annäherung möglich, indem die Verschiedenheit des Baustoffs für Gewölbe und Aufbau kaum wirklichkeitsgetreu wiedergegeben werden kann. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Missouri-Brücke bei Omaha. Eng. News-Rec. 1935, Bd. 114, Nr. 21 vom 23. Mai, enthält auf S. 727 einen bemerkenswerten Bericht über den Bau einer neuen Landstraßenbrücke über den Missouri bei Omaha, Neb., die ihrer Vollendung entgegengeht. Sie überführt die Missouri-Allee von der Altstadt nach Süd-Omaha, die in ihrer Verlängerung auf die U. S. 34-Straße ausläuft. Der bisher über die weiter nördlich gelegene Douglas-Straßenbrücke geleitete Verkehr zwischen den beiden Stadtteilen wird durch die neue Brücke wesentlich abgekürzt. In bautechnischer Hinsicht verdient die Brücke Beachtung wegen der Anwendung eines weitgespannten Durchlaufträgers über dem Flußbett, der sich über zwei Öffnungen von je 160 m erstreckt. Zu beiden Seiten dieses Hauptteiles der Brücke sind

Fachwerkparallelträger von verschiedenen Stützweiten verwendet. Das gesamte System zeigt Abb. 1. An die seitlichen Brückenteile schließen sich Rampen in Erdschüttung an. Die Ausführungsarbeiten werden durch eine Brückenkommission der Stadt überwacht. Die Gesamtkosten der später als Zollbrücke betriebenen Neuanlage werden sich auf 1 650 000 \$ belaufen. An der Westseite ist der Brückenzugang erweitert. Er liegt etwa an der Kreuzung der Missouri-Allee mit der 13. Straße in 23 m Höhe über dem Gelände. Der Abstand der Hauptträger des weitgespannten Teiles beträgt 8,50 m; bei den seitlichen Parallelträgern ist dieser Abstand dagegen nur 4,70 m. Die Parallelträger sind unter Verwendung von einfachen Profilen, bestehend

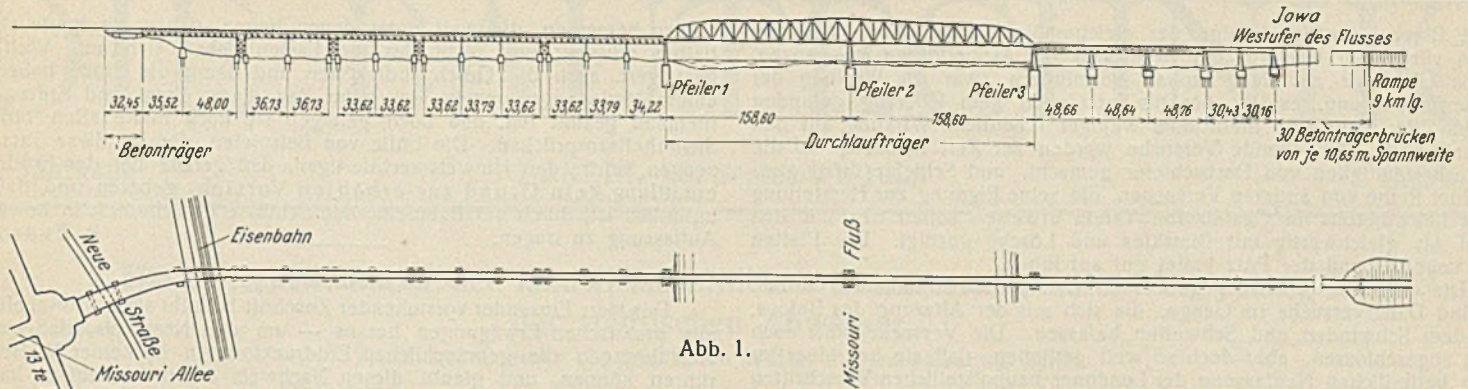


Abb. 1.

aus einem Steg mit vier Winkelleisen für die Gurte und aus I-Profilen für die Füllstäbe, hergerichtet. Zur Montage der Hauptöffnungen wurden in einer Öffnung behelfmäßig zwei stählerne Zwischenstützen aufgestellt, wohingegen der über die Nachbaröffnung führende Teil durch allmählich fortschreitendes Auskragen zusammengesetzt wurde (s. Abb. 2 u. 3). Besonderer Wert ist auf die architektonische Ausbildung der Brücke am Ende der Konstruktion auf der Seite von Nebraska gelegt worden, wo der Übergang zu der dort laufenden Hauptverkehrsstraße durch die Anwendung einer Eisenbetonkonstruktion geschaffen worden ist. Das Zollhaus ist auf

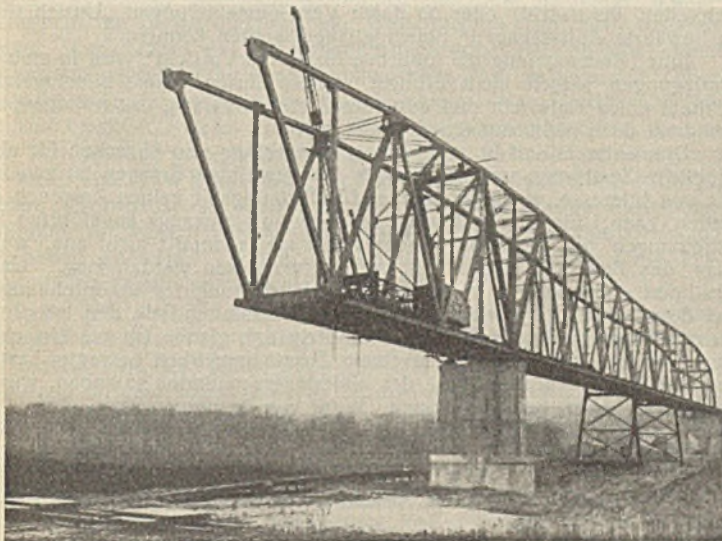


Abb. 2.

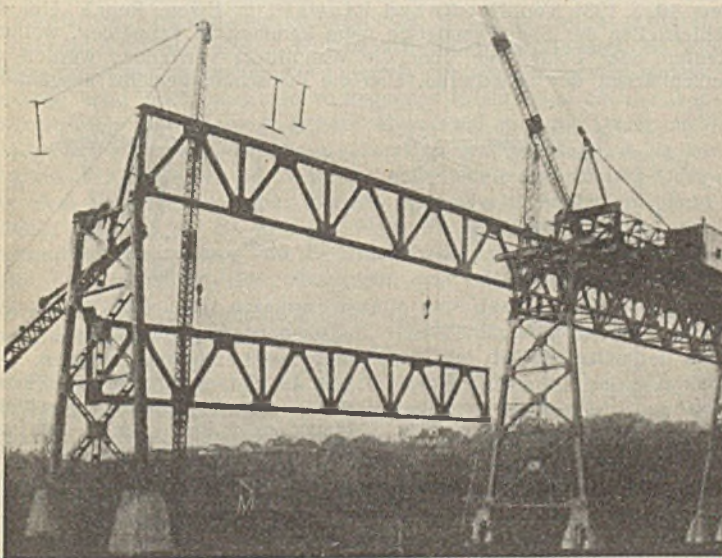


Abb. 3.

einer Insel des Fahrdammes in Straßenmitte angeordnet, um den Verkehr in beiden Richtungen überwachen zu können. An dem Zollhaus ist die Zufahrt bis auf je zwei Fahrwege für beide Richtungen erweitert.

Die Gründung der Brücke wurde gleichzeitig mit der Regulierung des Flußbettes ausgeführt, wobei die Schiffahrtrinne von der östlichen nach der westlichen Seite des Flußtales durch Flußeinbauten verlegt wurde. Dadurch war es möglich, alle Pfeilergründungen im Trockenen herzustellen. — Die Montage der Stahlkonstruktion begann von der West-

seite aus fortschreitend nach Osten mit Hilfe eines 15-t-Dampfkranes, der auf der Brücke arbeitete, und eines Lokomotivkranes, der von der Talsohle aus bedient wurde. Die Stahltürme an der Westseite unter dem Parallelträger wurden am Boden hergerichtet und durch den Lokomotivkran aufgestellt. Die Parallelträger, die in je drei Montagestücken angeliefert waren, wurden ebenfalls im fertigen Zustande hochgezogen. Die endgültige Vernietung des Zuggurtes über dem Mittelpfeiler geschah unter Aufhebung der Einwirkung des Eigengewichtes auf die Hauptkonstruktionsteile, während der Druckgurt erst vernietet wurde, nachdem der Einfluß des Eigengewichtes an den Verbindungsstellen genügend zur Geltung gekommen war. —Zs.—

Bauforschung in England. Das englische staatliche Bauforschungsamt — Building Research Board — erstreckt seine Tätigkeit, wie sein Jahresbericht ergibt, auf alle Zweige des Bauwesens. Es arbeitet dabei mit zahlreichen anderen Stellen zusammen, so z. B. bei der Untersuchung der natürlichen Bausteine mit dem Geologischen Amt. Gemeinschaftlich mit diesem Amt werden Pläne zur Ermittlung der Wetterbeständigkeit der im Bauwesen verwendeten Steine aufgestellt. Von besonderer Bedeutung ist dabei die Untersuchung des Portlandsteins, aus dem die klassischen Gebäude von London im wesentlichen erbaut sind und der auch heute noch für monumentale Gebäude viel verwendet wird. Die bisherigen Versuche haben gezeigt, daß die wichtigsten Eigenschaften dieses Steins sein Kleingefüge und seine Aufnahmefähigkeit für Wasser sind, zwei Eigenschaften, die zweifellos miteinander im Zusammenhang stehen. Von ihnen hängt die Wetterbeständigkeit des Steins im wesentlichen ab. Man hat erkannt, daß die Druckfestigkeit, die sehr häufig den Ausschlag für die Verwendung eines Steins gibt, nicht maßgebend für die Widerstandsfähigkeit gegen atmosphärische Einflüsse ist. Die Erforschung der Eigenschaften der Bausteine hat dazu geführt, daß im Steinbruch die Steine planmäßig aussortiert werden können und daß dem Verbraucher Grundlagen für die Abnahme der Steine zur Verfügung stehen, daß er also die ungeeigneten Steine von vornherein erkennen kann. Die Forschungen auf diesem Gebiete sind noch nicht abgeschlossen, sie werden noch fortgesetzt, um den Einfluß der Verunreinigung der Luft, des Frostes und des Temperaturwechsels zu ermitteln. Eine andere Stelle erforscht den Einfluß der Kleinlebewesen auf die Lebensdauer von Stein und den Einfluß von Regenwasser und schwefelhaltiger Luft auf derartige Überzüge. Wasserdichte Überzüge auf Naturstein haben bis jetzt nur zu ungünstigen Ergebnissen geführt. Seit 1926 im Gang befindliche Versuche haben gezeigt, daß die Schutzwirkung keines solchen Überzuges länger als ein Jahr, höchstens einundeinhalbes Jahr anhält.

Ebenso wie die Natursteine werden auch die künstlichen Bausteine, namentlich Ziegel, untersucht. Auch hier hat sich gezeigt, daß die Druckfestigkeit nicht die ausschlaggebende Eigenschaft für die Verwendbarkeit eines Ziegels ist. Versuche, bei denen die Ziegel in Wasser eingetaucht oder in den Boden eingegraben wurden, bei denen sie in Mauern im Freien der Witterung ausgesetzt wurden, und Gefrierversuche haben zu der Erkenntnis geführt, daß das Brennen den größten Einfluß auf die Wetterbeständigkeit eines Ziegels hat. Die Vorgänge im Brennofen werden daher eingehend erforscht. Die Untersuchung der künstlichen Bausteine bietet, eben wegen ihrer Herstellung auf künstlichem Wege, manche besonderen Schwierigkeiten, es ist aber andererseits bei ihnen leichter, durch Einwirkung auf das Herstellungsverfahren unerwünschte Eigenschaften zu unterdrücken oder wenigstens zu mildern und erwünschte zu fördern.

Bei Untersuchung der Haftfestigkeit des Putzes auf Mauerwerk hat sich gezeigt, daß es dabei nicht nur auf die physikalische Beschaffenheit der Oberfläche, auf der der Putz sitzt, ankommt, sondern auch auf die chemischen Eigenschaften des Mauerwerks. Ziegel mit einem nur geringen Gehalt an wasserlöslichem Magnesiumsulfat haben ihre verderbliche Wirkung auf den Putz erwiesen, während Kalziumsulfat sich als unschädlich gezeigt hat. Bei dem Bestreben, schnell zu bauen, ist es wesentlich, zu wissen, wann auf eine Mauer ein Anstrich ohne Gefahr für seinen Bestand aufgetragen werden kann; es ist festgestellt worden, daß ein Anstrich mit Sicherheit verseift, wenn er eher aufgetragen wird, als bis der Putz 70% seiner Feuchtigkeit abgegeben hat.

Andere Versuche haben das Verhalten von Asphaltdecken auf Betondächern erforscht. Es hat sich gezeigt, daß die Blasenbildung bei einem Asphaltüberzug von seiner Haftfestigkeit auf dem Beton abhängt. Ist diese ungenügend, so wird die Dehnung des Wasserdampfes, der sich unter dem Asphalt bildet, bald Blasen verursachen. Namentlich schädlich ist in dieser Beziehung eine Zwischenlage von Papier, die die Haftung des Asphalts auf dem Beton ganz aufhebt. Allerdings bilden sich dann

keine Blasen, sondern infolge der gleichmäßigeren Verteilung des von unten wirkenden Dampfdrucks hebt sich die Asphaltdecke im ganzen. Weiße Überzüge auf dem Asphalt vermindern zwar die Wirkung der Sonnenbestrahlung, es ist aber bis jetzt noch kein Überzug gefunden worden, der nicht eine mehr oder weniger schädliche Wirkung auf den Asphalt hätte. Eingehende Versuche werden zur Zeit in bezug auf die Wetterbeständigkeit von Dachschiefer gemacht, und Schiefer dient auch zu einer Reihe von anderen Versuchen, die seine Eignung zur Herstellung eines Leichtbetons in Gestalt von Tafeln erweisen sollen. Er hat sich dabei als gleichwertig mit Bimskies und Lösche gezeigt. Die Platten sind nagelbar und der Putz haftet gut auf ihnen.

Die englische Forschung geht natürlich auch am Beton nicht vorbei. Es sind Dauerversuche im Gange, die sich mit der Alterung des Betons, mit dem Schwinden und Schwellen befassen. Die Versuche sind noch nicht abgeschlossen, aber doch so weit gediehen, daß sie bei einer im Gang befindlichen Neufassung der Londoner baupolizeilichen Vorschriften berücksichtigt werden können. Farbige Überzüge auf Betonflächen haben häufig eine schädliche Wirkung auf ihren Untergrund. Versuche mit Eisenbetonpfählen haben gezeigt, daß das Aufbringen einer Schlaghaube beim Rammen große Vorteile mit sich bringt; es geht dabei allerdings etwas von der Wirkung des Bären verloren, man kann ihn aber aus größerer Höhe fallen lassen, ohne Zerstörungen am Pfahl befürchten zu müssen. Als am vorteilhaftesten wird ein Rammverfahren angesehen, bei dem der schwerste Bär auf die dickste Schlaghaube fällt, und zwar aus solcher Höhe, daß die größte zulässige Beanspruchung des Pfahls hervorgerufen wird. Neben den Großversuchen werden auch Schnellversuche im kleinen mit 40 cm langen Stücken angestellt.

Auf anderem Gebiete liegen die Versuche, die die englische Forschungsanstalt in bezug auf die für den Benutzer wertvollen Eigenschaften von Räumen, die zum Aufenthalt von Menschen bestimmt sind, anstellt. Sie beziehen sich auf die Heizung, die Schalldichte der Wände und Decken, die Dämpfung von Stößen usw. Bei diesen Versuchen, namentlich so weit Vorgänge, die mit der Erwärmung und Abkühlung zusammenhängen, in Frage kommen, wird auch die Einwirkung auf den Menschen untersucht.

Die Ergebnisse seiner Untersuchungen macht die englische Forschungsanstalt der Allgemeinheit zugänglich durch ihre Jahresberichte, die von der englischen Reichsdruckerei — H. M. Stationery Office, Princes Street, London SW 1 — bezogen werden können, und durch sonstige Veröffentlichungen, ferner durch Vorträge, die ihre Mitglieder vor geeigneten Körperschaften halten. Auch Ausbildungs- und Auffrischungslehrgänge für Ingenieure werden abgehalten. Mit Bauunternehmern und ausführenden Ingenieuren, mit den Herstellern von Baustoffen und mit dem am Entwurf von Bauten beteiligten Kreisen wird enge Fühlung gehalten, wodurch beide Teile gefördert werden.

Zuschrift an die Schriftleitung.

Erddruckformel und bewegliche Auflasten. In dem so benannten, in Bautechn. 1935, Heft 32, erschienenen Aufsatz nimmt der Verfasser, Baurat Fechner, die Tatsache des Abreißen von Stirnen bei gewölbten Brücken mit der Hinterfüllung zum Anlaß, das übliche Maß der Vorsicht bei der Ermittlung der Erddruckgrößen zu bemängeln, besonders dort, wo bewegte Lasten von Einfluß auf die Drücke sind. Die Erscheinung, daß die Stirnmauern auf gewölbten Brücken sich abtrennen, kann mit vielen Beispielen belegt werden; die gewölbte Überführungsbrücke mit hinterfüllten Gewölbezwickeln war lange Zeit eine gangbare Norm verschiedener Staatseisenbahnen und zeigt fast durchweg Risse in den Gewölbeunterseiten, die ungefähr im Abstände der Stirnauerdicke von den Stirnen entlang der ganzen Leibung laufen. Diese Risse sind aber erst in zweiter Linie auf den Erddruck zurückzuführen. Hauptsächlich ist die Ursache darin zu sehen, daß das Gewölbe nur im Mittelstreifen elastische Verformungen durch die wechselnde Belastung erleiden kann, während die Gewölbestreifen unter den Stirnmauern von dieser Verformung ausgeschlossen sind; denn die Stirnlamelle des Gewölbes bildet zusammen mit der Stirnaufmauerung im Vergleich mit dem elastischen Bogen praktisch eine starrte Scheibe. Diese muß sich bei den üblichen erheblichen Stirnmauerdicken von dem frei spielenden Gewölbe lösen, wenn unsere Gewölbelehre Anspruch auf Richtigkeit erheben kann. In zweiter Linie trägt sicher auch der Erddruck zur sichtbaren Erscheinung dieser Risse bei, indem er den durch die Bogenwirkung entstandenen Riß öffnet; daß dieser Erddruck aber nicht immer eine bedeutende Größe darstellt, beweist die Tatsache, daß solche abgerissene Stirnen auch unter Verkehrsbelastung noch stehenbleiben, obschon sie — theoretisch — der weiteren Verschiebung keinerlei Widerstand leisten können.

Seltener dürfte der Fall der Verschiebung der Stirnmauer auf dem unbeschädigten Gewölbe sein. Wenn nicht das Mauerwerk selbst durch Verwitterung oder anders gearteten Verfall im Verbande gelockert ist, sind zu einer solchen Verschiebung, besser gesagt: Abscherung, Kräfte erforderlich, die im statischen — oder dynamischen — Erddruck nicht mehr gefunden werden können. Dagegen ist es durchaus möglich, daß bei mangelnder Entwässerung lehmiger Füllstoff Frostdehnungen erfährt, durch die solche bedeutende Kräfte ausgelöst werden können.

Daraus wird gefolgert, daß der Beweis für die behauptete Unterschätzung der Erddruckgrößen mit der Tatsache abgerissener Gewölbestirnen nicht geführt werden kann. Ich möchte hier noch als Gegenbeweis den Eisenbahnbetrieb mit seinen großen bewegten Lasten anziehen. Die Kunstbauten, besonders die Massivbrücken der Eisenbahnen, stammen zum großen Teil noch aus dem vergangenen Jahrhundert; unter ihnen ist auch die Zahl derer nicht gering, die schon bald ihr hundertjähriges Jubiläum feiern können. Diese Bauwerke und auch solche aus jüngerer Zeit, in der schon nach statischer Berechnung gebaut wurde, sind für

Lasten bemessen, die weit unter denen liegen, denen sie heute standhalten müssen; und nicht nur die Lasten haben sich aufs Vielfache gesteigert, auch die Geschwindigkeiten und damit die Stöße haben in einem Maße zugenommen, das beim Bau dieser Trag- und Stützwerke niemand geahnt hat, und doch genügen sie noch heute allen billigen Sicherheitsansprüchen. Die Fülle von Beispielen, die für diese Tatsache zeugen, dürfte den Hinweis rechtfertigen, daß gerade bei der Erddruckermittlung kein Grund zur erhöhten Vorsicht geboten und daß es unzulässig ist, durch verallgemeinernde Schlüsse Unsicherheit in bewährte Auffassung zu tragen.

R. Endrös.

Erwiderung.

Der Herr Einsender vorstehender Zuschrift bemüht sich — anscheinend aus praktischen Erwägungen heraus — um den Nachweis, daß meine Ausführungen die gebräuchlichen Erddruckformeln in keiner Weise berühren können, und glaubt diesen Nachweis damit erbracht zu haben, daß er a) gewisse Längsrisse, die zuweilen im Gewölbemauerwerk von Brücken auftreten können, mit dem Arbeiten des Gewölbes erklärt, b) Abscherungen von Stirnmauern auf Frostwirkung zurückführt und c) sich auf den guten Zustand zum Teil sehr alter gewölbter Eisenbahnbrücken beruft.

Meine Ausführungen waren von rein wissenschaftlichem Interesse bestimmt, ich stimme mit Herrn Endrös dahin überein, daß sich die üblichen Erddruckberechnungen in sehr vielen Fällen bewährt haben. Wie sollte ich nicht, wären diese Verfahren sonst zu allgemeiner Anwendung gelangt? Andererseits bin ich aber der Ansicht, daß es Dogmen in den technischen Wissenschaften nicht geben sollte. Wenn daher Beobachtungen vorliegen, die gewissen eingebürgerten Ansichten zuwiderlaufen scheinen, so dürfen und müssen sie der Öffentlichkeit zugänglich gemacht werden, ohne Rücksicht darauf, ob hierdurch Unbequemlichkeiten verursacht, oder ob durch Verallgemeinerungen „Unsicherheit in bewährte Auffassungen“ hineingetragen werden könnten.

Eine „Bemängelung des üblichen Maßes an Vorsicht“ wird in meinen Darlegungen jedoch nicht erblickt werden dürfen. Eine Bemängelung schließt einen Tadel ein und setzt ein Versehen voraus, das zu behaupten ich denn doch nicht anmaßend genug bin.

Die unter a) und b) angedeutete Aufzählung von Ursachen für eine mögliche Zerstörung von Mauerwerk bei gewölbten Brücken ist zweifellos von Interesse, wenn sie auch auf Vollständigkeit keinen Anspruch erheben kann; für die Erklärung der von mir eingangs angeführten Erscheinungen bei dem Falle Lauer reicht sie jedenfalls nicht aus, wenn man den Berichten folgen will, auf die verwiesen werden mag. Ganz bestimmt unzureichend ist sie auch für die Erklärung der Ankerdehnungen bei dem in meinem Bericht eingehender behandelten Fall, den ich genau zu studieren in der Lage war. Wie dargelegt, glaube ich die Ursachen der Unstimmigkeiten hierbei in einem Zusammenwirken bewegter Lasten mit der steilen Abrutschfläche des Widerlagers gefunden zu haben, würde mich aber gern belehren lassen, wenn von berufener Seite, etwa von technischen Versuchsanstalten, andere Ursachen als wirksam aufgedeckt werden sollten.

Fechner.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Patentschau.

An Schiffahrtswegen liegende Spundwand. (KI. 84 a, Nr. 589 010 vom 10. 3. 1931 von Ferdinand Rauwald in Essen, Ruhr.) Um das Schiefstellen der Spundwandseiten beim Rammen zu vermeiden, wodurch Kanten oder Schloßteile über die Wandflucht vorstehen, werden die Außenflächen der Spundwand, also die Flanschen, gewölbt ausgebildet.

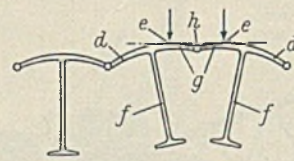


Abb. 1.



Abb. 2.

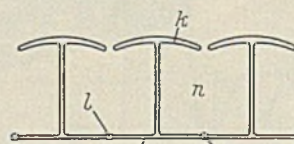


Abb. 3.

Die Wölbung kann regelmäßig oder verschieden stark, bogenförmig oder polygonal ausgeführt werden. Die Abb. 1 zeigt eine T-förmige Spundwand mit bogenförmig gewölbten Flanschen d; hier können sich Fahrzeug und Wand nur bei e in der Nähe der Stege f berühren, während die Flanschenenden g und die Schloßteile h vollkommen geschützt hinter der Wandaußenfläche liegen. Abb. 2 zeigt eine Spundwand mit polygonaler Wölbung in den Flanschen i. In Abb. 3 sind die Flanschen k gewölbt mit Schloßverbindung l in den hinten liegenden Flanschen m. Zur Vermeidung von Lücken zwischen den Flanschen k kann der Hohlraum mit Beton ausgefüllt werden.

INHALT: Erfahrungen beim Ausbau der mittleren Oder. — Die Driedorfer Talsperre im Westerwald. — Die Nachprüfung des statischen Verhaltens von Bogen und Bogenreihen durch Modellversuche. — Vermischtes: Missouri-Brücke bei Omaha. — Bauforschung in England. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.