DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang BERLIN, 8. März 1940 Heft 10

Alle Rechte vorbehalten.

Der Brücken- und Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1939.

Von G. Schaper.

(Schluß aus Heft 4.)

Überführung einer Straße über das Ende eines Bahnhofes (Abb. 32 u. 33).

Die beiden Hauptträger des stählernen Überbaues sind durchlaufende Träger auf drei Stützen; die Mittelstützen sind geschweißte Pendelsäulen. Auch der stählerne Überbau ist ganz geschweißt. Die Straße ist an den Enden der Überführung nach beiden Seiten abgebogen (Abb. 33), die Flügelmauern folgen dieser Abbiegung. Auch die Enden der Hauptträger sind gekrümmt, um die Straße stetig in die Abbiegung überführen zu können. Die Stützweiten der Hauptträger der beiden Öffnungen betragen

24,35 + 22,10 m
und 26,23 + 21,76 m.

Die Oberkanten der Flügelmauern liegen da, wo sie an die Hauptträger grenzen, mit den Oberkanten der Hauptträger bündig. Die Flügelmauern springen aber vor die Hauptträger vor (Abb. 32). In den Ecken stehen die Beleuchtungskörper.

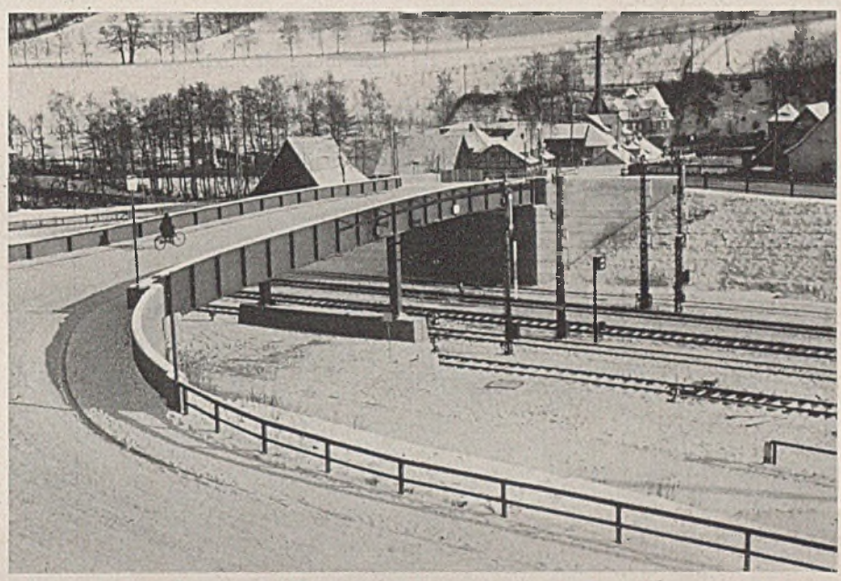


Abb. 32. Straßenüberführung über einen Bahnhof.

Zweigleisige Eisenbahnbrücke über einen Fluß und sein Vorland (Abb. 34).

Die Eisenbahn wird auf stählernen, genieteten Überbauten in neun Öffnungen über den Fluß und sein Vorland geführt. Im Strom stehen zwei Pfeiler, deren Mittelpunkte 49,50 m voneinander entfernt sind. Der sonst waagerechte Untergurt der Überbauten ist links und rechts von den Strompfeilern geradlinig auf die Auflagerpunkte nach unten geführt. Durch diese Linienführung des Untergurtes ist die Hauptstromöffnung gut betont. Der Obergurt der Überbauten läuft über die ganze Brücke waagerecht durch. In der Hauptstromöffnung sind in den Hauptträgern an den Stellen, wo der Untergurt nach unten abgebogen ist, Gelenke angeordnet. Der eingehängte Teil hat eine Stützweite von 30,75 m. Die sich beiderseits anschließenden Kragträger laufen über zwei Öffnungen ohne Gelenke durch. Während rechts der Kragträger am Widerlager endet, schließen sich links noch zwei über je zwei Öffnungen ohne Gelenke durchgehende Träger an. Die Stützweiten bzw. die Entfernungen der Pfeilermitten von links nach rechts betragen 29,55, 4 mal 30,00, 36,00, 49,50, 36,00 und 29,55 m.

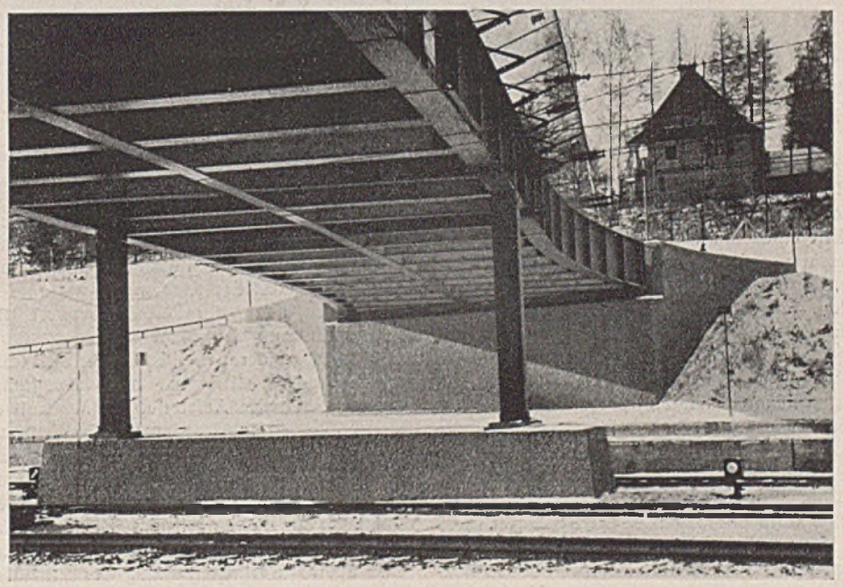


Abb. 33. Straßenüberführung über einen Bahnhof. Unteransicht.

Die Widerlager und Pfeiler sind mit Granit verkleidet. Die Flügelmauern sind gleichlaufend zu den Überbauten angeordnet.

Überführung von sechs Eisenbahngleisen und eines Bahnsteiges über eine 48 m breite Straße mit sehr lebhaftem Verkehr (Abbild. 35 u. 36).

Unter der Brücke herrscht ein äußerst lebhafter Fuhrwerks- und Fußgängerverkehr. Dieser Umstand und bauliche Behinderungen durch eine unter der Straße liegende Untergrundbahn verboten die Anordnung von Mittelstützen. Die stählernen Überbauten mußten daher mit rd. 50 m Stützweite über die Straße geführt werden. Bei der zur Verfügung stehenden Bauhöhe mußten dabei die Hauptträger als Zweigelenkrahmen mit waagerechtem Riegel ausgebildet werden. Die Ständer der Zweigelenkrahmen mit ihren Auflagergelenken verschwinden im fertigen Zustande der Straße hinter einer Abschlußmauer mit Geschäftseingängen und Schaufenstern. In Abb. 36 sieht man im Hintergrund den fertigen Zustand, im Vordergrund noch die Ständer und die Endportale der Überbauten hinter einem Bauzaun.

Leider mußte aus zwingenden verkehrlichen Gründen über der Straße auch eine Bahnsteighalle angeordnet werden. Es läßt sich nicht leugnen, daß dadurch die Unterführung etwas gedrückt erscheint. Dieser Eindruck tritt aber weit zurück gegen die schönen, klassischen Formen des Bau-

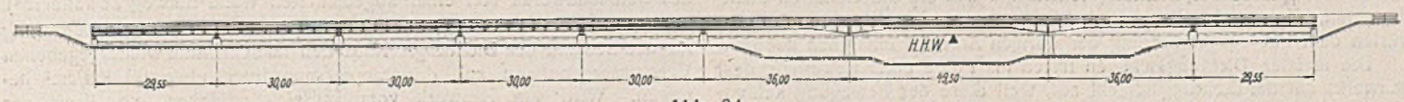


Abb. 34.

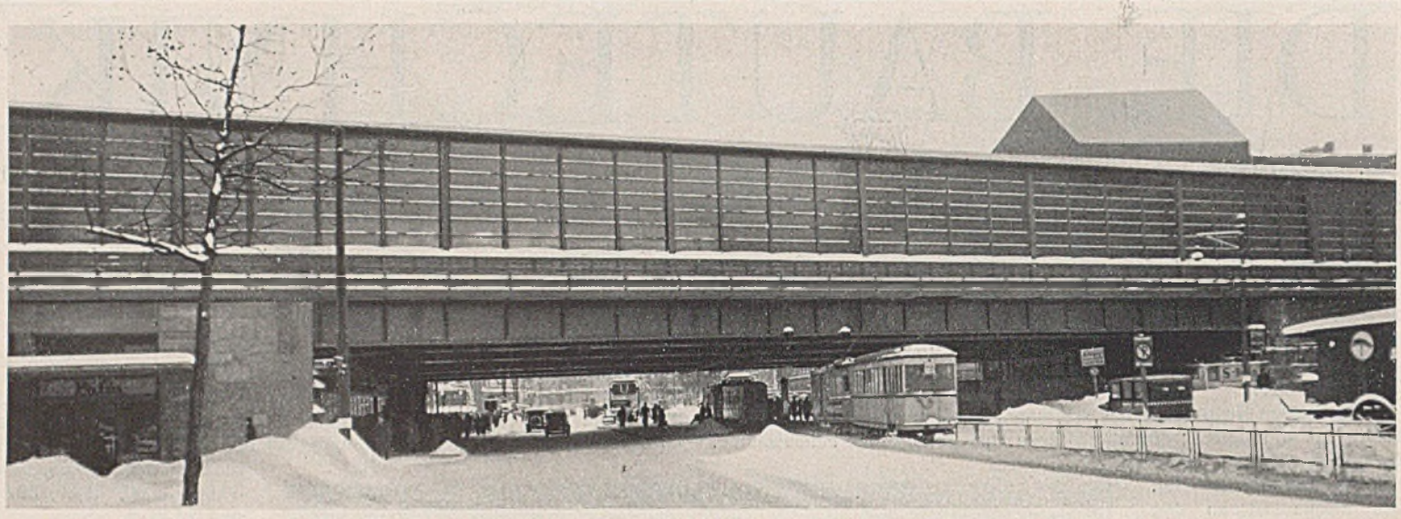


Abb. 35. Eisenbahnüberführung über eine sehr breite städtische Straße. Ansicht.

werks und gegen seine große Kühnheit, die namentlich bei der Betrachtung des Bauwerks aus der Nähe und bei der Betrachtung seiner Unteransicht in die Erscheinung tritt.

Wie die vorstehenden Betrachtungen über den „Brücken- und Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1939" zeigen, hat die Deutsche Reichsbahn auch in dem äußerst angespannten letzten Jahre durch Versuchsforschung und durch zahlreiche Ausführungen den Brücken- und Ingenieurhochbau sehr gefördert. Überall, wo es möglich war, wurde wegen des großen allgemeinen Bedarfs an Stahl die Stahlbauweise durch Beton-, Stein- und Eisenbetonbauten ersetzt. In letzter Zeit wurde auch der Holzbauweise, die neuerdings durch Verwendung des Leimverfahrens erhebliche Fortschritte gemacht hat, große Beachtung geschenkt.

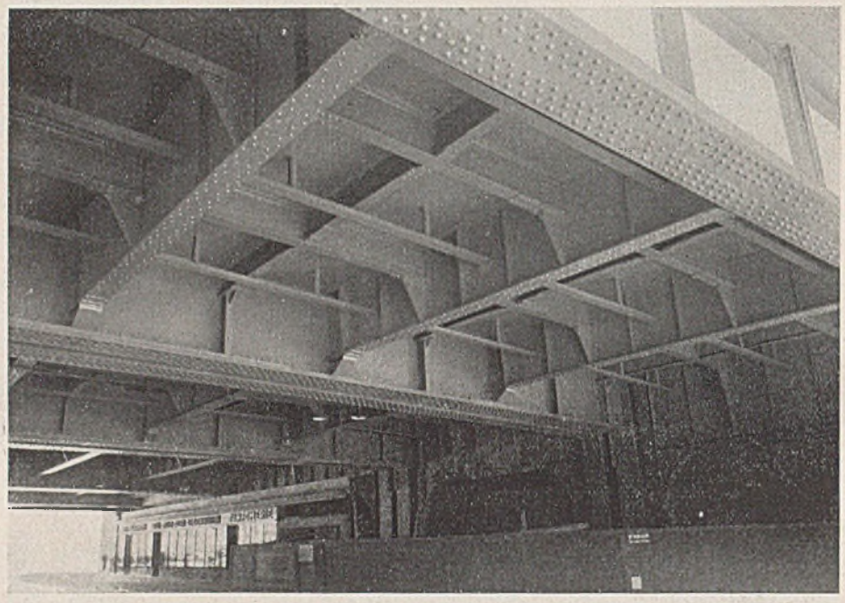


Abb. 36. Eisenbahnüberführung über eine sehr breite städtische Straße. Unteransicht.

Alle Rechte vorbehalten.

Gefahren an wasserdruckhaltenden Dichtungen.

Von Dr.-Ing. Hans Klippel, Berlin.

Wie sich bei der regen Bautätigkeit der letzten Jahre mehrfach gezeigt hat, ist eine unbedingt sicher wirkende Abdichtung von maßgebender Bedeutung für die Vollwertigkeit eines Bauwerks. Der Erfolg der Pappdichtungen, bestehend aus mehreren Lagen nackter Teerpappen oder nackter Asphaltbitumenpappen, die mit heiß zu verarbeitender Klebemasse zusammengeklebt werden, führte dazu, daß in den höchst beanspruchten Fällen, bei dem Vorhandensein von drückendem Grundwasser, nur die Pappdichtungen zugelassen wurden (DIN 4031). Wenn eine Dichtung den an sie gestellten hohen Anforderungen in drückendem Grundwasser genügt, muß sie sich in allen anderen weniger beanspruchten Fällen mindestens in gleicher Weise bewähren. Aus diesem Grunde haben die wasserdruckhaltenden Dichtungen weite Verbreitung in den Fällen gefunden, in denen eine dauernde Sicherheit gegen durchdringendes Wasser unbedingt verlangt wurde.

Leider haben sich Mißerfolge trotz ordnungsmäßig ausgeführter Dichtung nicht immer vermeiden lassen. Ihre Untersuchung führte zu der Erkenntnis, daß sowohl bei den Entwurfsbearbeitern als auch bei den Bauleitern, die den Baubetrieb zu überwachen haben, das rechte Verständnis für die Bedürfnisse der Dichtung fehlte und daß sie die Gefahren nicht erkannten, die für den Bestand der Dichtung aus unvollkommenen Entwürfen oder aus der Ausführung der übrigen Arbeiten entstehen können.

Die meisten Dichtungsschäden treten als Folge einer Bewegung des Bauwerks auf der Dichtungsschicht auf, weil diese der Bewegung keinen Widerstand leistet. Der Hinweis in DIN 4031, daß eine wasserdruckhaltende Dichtung als „fast reibungslos" anzusehen ist, kann leicht dazu führen, daß bei der Bearbeitung eines Entwurfes das völlige Fehlen des Reibungswiderstandes übersehen wird. Dies hat mehrfach zu Fehlschlägen geführt und war die Veranlassung zu nennenswerten Zerstörungen von Dichtungen. An großen abgedichteten Flächen ist aber unter gewöhnlichen Verhältnissen die Veränderlichkeit des Asphalts unter Druck bis zum annähernd flüssigen Zustand beobachtet worden. Wenn die Veränderlichkeit der Klebemasse bis zum flüssigen Zustand möglich ist, muß auch dann der Reibungsbeiwert bis Null absinken. Es wurden ferner Rutschungen großer Gründungskörper aus Beton beobachtet und gemessen, zu deren Auslösung geringe waagerechte Kräfte genügten, die in keinem Verhältnis zu den bewegten Massen standen. Man muß demnach bei der Aufstellung eines Entwurfs eine Asphaltpappdichtung als „völlig reibungslos" ansehen. Wenn auch geringe Bewegungen oder Gleitungen von Bauwerken für den Bestand der Dichtung, auf der sie gleiten, weniger gefährlich sind, liegt die Gefahr doch in der Abwanderung von einer abgedichteten senkrechten Fläche und damit in einer Entspannung der Dichtungslagen. Diese Gefahr besteht nicht nur bei schrägen Flächen, sie ist auch bei waagerechten Flächen vorhanden. Lediglich durch eine überlegte Durcharbeitung des Entwurfs kann verhindert werden, daß als Folge der Einwirkung äußerer Kräfte oder der Schwindkräfte Teile des Betonbauwerks von einer abgedichteten Wand hinweg abwandern[1]).

Die dauernde Erhaltung der festen Einpressung ist die Grundforderung für den Bestand der Dichtung. Nach den im Schrifttum wiedergegebenen Versuchsergebnissen soll der Einpressungsdruck etwa 0,1 km/cm² betragen. Wird ein Bauwerk vom Erdreich umgeben, so kann der

[1]) Vgl. die gleichnamige Arbeit des Verfassers, Heft 10 der Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung. Berlin 1940, Wilh. Ernst & Sohn.

erforderliche Flächendruck nur durch den Druck des Erdbodens erzeugt werden. Eine Nachrechnung des Erddruckes bei senkrechten Wänden und waagerechtem Gelände ergibt erst etwa bei 5 m Tiefe den erforderlichen Flächendruck, wobei die Bodenbeschaffenheit und die Art des Einbringens der Hinterfüllung gewissen Voraussetzungen entsprechen müssen. Hierin liegt eine Unsicherheit, die bei geringeren Tiefen und festeren Bodenarten vergrößert wird. In solchen Fällen muß man im Entwurf Maßnahmen treffen, damit der Gegendruck durch das Erdreich immer vorhanden ist (Abb. 1).

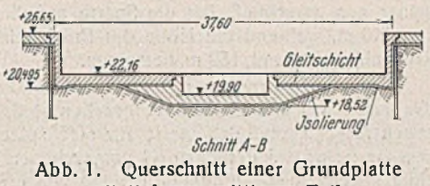
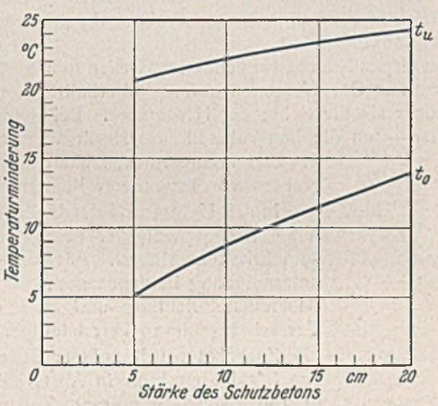


Abb. 1. Querschnitt einer Grundplatte mit tieferem mittleren Teil.
Anordnung einer Gleitschicht und einer Vertiefung längs der Wand zur Erhaltung der festen Einpressung der Wanddichtung.

Die höchste Temperatur, die eine Dichtung vertragen kann, ist in den Normen mit + 30° C angegeben. Dadurch wird ein Fließen der Bitumina innerhalb der Papplagen in Grenzen gehalten. Es genügt nicht, nur bei Heizkellern, Rauch- und Heizkanälen usw. zur Abhaltung höherer Temperaturen zweckentsprechende Vorkehrungen zu treffen (DIN 4031, Ziffer 6, Abs. 7). Unsere üblichen Grundplatten aus Eisenbeton, die für Gründungen von Bauten in drückendem Grundwasser ausschließlich in Frage kommen, entwickeln beim Abbindevorgang in warmen Jahreszeiten Temperaturen, die zeitweise weit über + 30° C liegen. Der üblicherweise in einer Dicke von 5 cm vorgesehene Schutzbeton aus 1 RT Zement und 5 RT Sand wird in seiner Dämmwirkung gegen Wärmedurchgang in den meisten Fällen nicht genügen (Abb. 2). Die Beimengungen von schlecht leitenden Zusatzstoffen, wie Hüttenbims, rheinischem Bims, zerkleinerter Lavaschlacke oder Hochofenschlacke geeigneter Zusammensetzung, als oberste Lage des Schutzbetons vergrößern die Werte der Temperaturabminderung nach Abb. 2 um 5 bis 10° C je nach der Dicke der Schicht und der Wahl des Baustoffes. Eine weitere Maßnahme, den Wärmedurchgang zu dämmen, besteht in einem Dichtungsanstrich an der Luftseite des Schutzbetons mit einer kaltflüssigen Anstrichmasse. Um die Bedeutung des Schutzbetons für die Abhaltung der Abbindewärme von der Dichtung zu veranschaulichen, sei eine Feststellung aus der Praxis erwähnt. Als Folge der Einwirkung der Abbindewärme hatte sich die Menge der gesamten Klebemasse bei einer vierlagigen Dichtung durch die abfließende Bitumenmasse um 8,3% vermindert. Durch die Veränderlichkeit der Zähflüssigkeit ergaben sich ferner zusätzliche waagerechte Kräfte, da die unter dem Druck der Grundplatte stehende „flüssige" Klebemasse wie die Flüssigkeit einer Druckwasserpresse wirkte und einen waagerechten Schub auf eine Schrägfläche ausübte.



t_o = Temperatur an der Oberseite der Dichtung.
t_u = Temperatur an der Unterseite der Dichtung.

Abb. 2. Einfluß des Schutzbetons auf die Temperaturminderung.

Damit der Schutzbeton seinen Zweck erfüllen kann, muß in vielen Fällen, besonders bei überschütteten Bauwerken, Tunneln usw., verlangt werden, daß der statische Nachweis für den Schutzbeton wie für jeden anderen Bauwerksteil erbracht wird. Zunächst ist der Festigkeitsnachweis für den Schutzbeton selbst zu erbringen. Ferner muß in ähnlicher Weise wie bei den übrigen Bauwerksteilen ein statisch nachgewiesenes Widerlager im Entwurf vorgesehen werden, an welches der Schutzbeton seine Auflagerkräfte abgeben kann, wodurch die Möglichkeit von Rutschungen vollständig ausgeschlossen wird.

Nach DIN 4031 kann die Asphaltpappdichtung Fugen bis zu etwa 10 mm überbrücken. Es ist wichtig, hinzuzufügen, daß die Einpressung zu beiden Seiten der Fuge gleich sein muß, so daß die Dichtung keinesfalls durch Abscheren infolge der Nachgiebigkeit des Baugrundes zerstört wird. Die Ausbildung der Fugen durch Verzahnungen oder durch die Anordnung von Koppelstücken sichert einen stetigen und keinen sprunghaften Ausgleich der verschiedenen Setzmaße. Mit der richtigen Ausbildung der Fuge selbst ist jedoch noch nicht jede Gefahr, die an dieser Stelle für die Dichtung vorhanden sein könnte, ausgeschaltet. In gewissen Fällen ist gleichfalls die Lage der Fuge von Bedeutung. Insbesondere bei der Einmündung von Gängen oder Tunneln in größere Bauwerke oder beim Übergang eines tieferen zu einem höheren Bauteile kommt es wesentlich auf die richtige Lage der Fuge an. Diese anzuordnen ist aber Aufgabe einer überlegten Entwurfsgestaltung. Mithin trägt der Bauingenieur oder der Architekt neben dem Dichtungsunternehmer die Verantwortung für das Gelingen einer sicheren Abdichtung. Nur darauf kann der Unternehmer seine Gewährleistungsverpflichtung aufbauen.

Vielfach bestehen in Fachkreisen Zweifel über den Umfang einer Zerstörung, wenn sich zwischen Klebewand, Dichtung und Bauwerk aus irgendwelchen Gründen eine Fuge gebildet hat. Bei größeren Fugenbildungen nahm man an, durch die Einfüllung von Zementmörtel unter Druck die Entspannung rückgängig machen zu können. Der Schaden wurde jedoch vergrößert. Der unter Druck eingebrachte Zementmörtel konnte teilweise ungehindert durch die sich öffnenden Stöße zwischen die einzelnen Lagen dringen. Dadurch wurden auch die untersten Lagen der Ausrundung zwischen Sohlen- und Wanddichtung auseinandergedrückt. Der Anschluß für die spätere Erneuerung der Dichtung mußte daher auf der Sohlendichtung gesucht werden. Diese Arbeit ist umständlich, zeitraubend und kostspielig. Im Gegensatz hierzu wurde an anderer Stelle von der soeben erwähnten Maßnahme Abstand genommen. Die Papplagen hatten sich auch mehr oder weniger voneinander gelöst und waren nach etwa einjähriger Einwirkung von Tageswasser, das sich in der Fuge angesammelt hatte, teilweise bereits in Fäulnis übergegangen. Der Übergang von der Sohlen- zur Wanddichtung erwies sich aber als derart steif, daß die Stöße trotz der Bewegung der abgewanderten Grundplatte sich nicht geöffnet hatten. Der Anschluß für die Erneuerung konnte daher noch an der Wanddichtung hergestellt werden, wodurch sich die durch den Aufbruch der Sohle notwendigen Arbeiten ersparen ließen. Wenn die einzelnen Dichtungslagen ihre einmal vorhandene feste Einpressung durch die Bildung einer Fuge verloren haben, empfiehlt es sich, die Dichtung nach Abbruch der Schutzwand auf ihren Zustand zu untersuchen, was in den meisten Fällen zu einer Erneuerung der Abdichtung führen wird.

Die rechte Beurteilung der eine Abdichtung berührenden Einflüsse sowie das rechte Verständnis für die Bedürfnisse der Dichtung kann zu einer Erweiterung des Anwendungsgebietes führen, was z. B. auf die Planung in eng bebauten Städten von wesentlicher Bedeutung ist. Es sei hier besonders an Unterfangung bestehender Bauten im Grundwasser gedacht, die durch nachträgliche Erweiterungen erforderlich werden. Sicherlich muß der Dichtungsunternehmer bei derartigen Arbeiten, die trotz ihrer Kostspieligkeit mitunter gefordert werden, besonders sorgfältig arbeiten. Einen nicht zu umgehenden Beitrag zum Gelingen einer Abdichtung muß in solchen Fällen der Entwurfsbearbeiter leisten. Auch ist die Mitarbeit des Bauleiters unerläßlich, der nicht nur die Einwirkung der gesamten Arbeiten der Bauausführung auf die Dichtung überwachen, sondern auch bereits an der Entwurfsbearbeitung beteiligt sein muß, da bei der Unterfangung größerer Bauwerksteile mit Wänden und Stützen auch die Reihenfolge der Arbeiten und die Ausschaltung von Gefahren für Leben und Gesundheit der Arbeiter den Entwurf beeinflussen. Die Abhängigkeit der Dichtung von der Entwurfsgestaltung, dem Arbeitsvorgang, den statischen Erfordernissen und der Beachtung sämtlicher Unfallverhütungsvorschriften ist hier besonders deutlich zu erkennen.

Zum Schluß soll noch kurz der Einfluß von Rammerschütterungen auf den Bestand wasserdruckhaltender Dichtungen erwähnt werden. Vielfach werden Rammarbeiten nicht zugelassen und andere Ausführungen gewählt, trotzdem diese sowohl wirtschaftliche als auch zeitliche Nachteile mit sich bringen. Abgesehen hiervon ist die Frage von wesentlicher Bedeutung, ob die Abdichtungen — beispielsweise bei den zahlreichen Bauten in unserer Reichshauptstadt — mittelbar oder unmittelbar durch einen erschütterungsreichen Baubetrieb gefährdet werden. Bei einem größeren Dichtungsschaden an einem Verwaltungsgebäude in Berlin wurden Rammarbeiten für den Schaden verantwortlich gemacht, da sie in unmittelbarer Nähe ausgeführt wurden und daher große Erschütterungen verursachten. Aus Anlaß dieses Einzelfalles sind dann Rammarbeiten auch in weiteren Kreisen als eine Gefahr für den Bestand von Asphaltpappdichtungen bezeichnet worden.

Bei der Ausführung des erwähnten Gebäudes wurde jedoch der Dichtungsschaden, der aus Fugenbildungen an abgedichteten Wänden bestand, eingehend untersucht. Die Fugenbildungen wurden über einen längeren Zeitraum beobachtet, gemessen und mit den Zeiten der Rammarbeiten verglichen. Es ergab sich eindeutig, daß das Rammen keineswegs die Ursache der Fugenbildungen war. Darüber hinaus ließen sich Bewegungen von Bauwerksteilen auf einer abgedichteten Fläche trotz heftiger Erschütterungen durch die Ramme nicht feststellen. Man muß daher zu dem Schluß kommen, daß aus Rammarbeiten keine unmittelbare oder mittelbare Gefahr für wasserdruckhaltende Dichtungen entsteht, wenn der Ausführung eine planmäßige Entwurfsgestaltung vorausgeht, die die notwendige Rücksicht nimmt auf die besonderen Bedürfnisse der wasserdruckhaltenden Dichtungen, die im Rahmen dieser kurzen Abhandlung nur angedeutet werden konnten.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Malpaso-Talsperre in Peru.

Von Dipl.-Ing. T. v. Rothe und Dr.-Ing. B. v. Glisczynski,
Mitarbeiter am Forschungsinstitut für Maschinenwesen beim Baubetrieb an der Technischen Hochschule Berlin.

In Peru ist kürzlich eine hauptsächlich der Kraftversorgung dienende Talsperre vollendet und in Betrieb genommen worden, deren Bauweise von der üblichen erheblich abweicht und die auch in der Bauausführung manche technisch bemerkenswerten Einzelheiten aufweist. Die Sperre liegt am Mantaro-Fluß, einem Nebenfluß des Amazonenstromes, etwa 24 km oberhalb der Stadt Oroya, deren Kraftversorgung sie im wesentlichen dient (Abb. 1). Der Mantaro-Fluß durchströmt hier in einer Höhe von 3810 m über N. N. die Malpaso-Schlucht, eine Bergschlucht, deren Hänge aus Porphyr bestehen, der in den hier vorherrschenden Ablagerungsgesteinen eingesprengt ist. Die Schlucht ist z. T. in der Eiszeit entstanden und ist bis zu 45 m Tiefe mit Geröll, Felsstücken und Sand angefüllt.

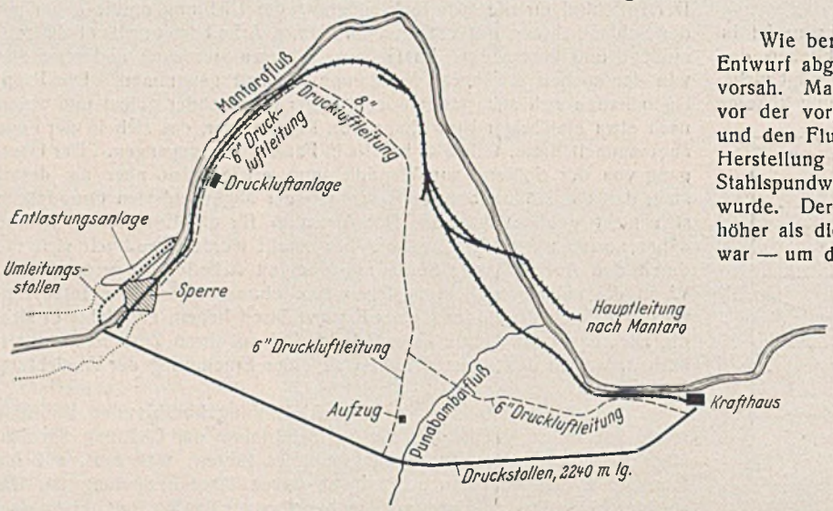


Abb. 1. Lageplan der Malpaso-Sperre.

Mit dem Bau der Sperre wurde schon im Jahre 1929 begonnen. Zuerst wurden das Krafthaus und der Druckstollen in Angriff genommen. Der Stollen sollte während des Dammbaues als Umleitungsstollen dienen. Man entschloß sich jedoch, um die Bauzeit möglichst zu verringern, eine kurze Umleitung um die Sperrstelle herum auszuführen. Diese Arbeit wurde 1929 und 1930 durchgeführt. Hätte man damals schon den wirtschaftlichen Abstieg vorausgesehen, so wäre man wohl bei dem ersten Plan geblieben; denn so mußten die Hauptarbeiten von 1931 bis 1934 unterbrochen werden. Nur das Krafthaus, der Stollen und die Vorarbeiten für den Sperrmauerbau konnten in dieser Zeit zum Abschluß gebracht werden.

Um an Baukosten zu sparen, entschloß man sich, von der Erstellung einer massiven, auf den gesunden Fels gegründeten Sperrmauer abzusehen. Vielmehr unterteilte man den Querschnitt des Sperrkörpers, indem man wasserseitig und luftseitig je eine Bruchsteinmauer vorsah, zwischen denen eine Felsschüttung den Kern bildet. Die Gründung der wasserseitigen Bruchsteinmauer führte man mittels einer 32 m tiefen Betonherdmauer bis auf den Fels hinunter. Von der Sohle der Herdmauer aus gerechnet, hat die Sperre auf diese Weise eine Gesamthöhe von 110 m, während die Höhe des Bruchsteinkörpers 72 m beträgt. Die Kronenlänge ist mit 152 m bemessen.

Von der Sperrmauer aus führt ein 2300 m langer Druckstollen zum Krafthaus, wo vier Schütze vorgesehen sind, von denen drei für den ersten Ausbau und das vierte für eine spätere Erweiterung der Anlage bestimmt sind. Jeder der drei vorgesehenen Stromerzeuger besteht aus einer senkrecht angeordneten Turbine von etwa 17 500 PS, die bei 73 m Druckhöhe 257 Umdreh./min macht. Jede Turbine ist unmittelbar mit einem 17 000-kVA-Generator gekuppelt.

Die Umleitung des Flusses.

Wie bereits erwähnt, ist man, um Zeit zu sparen, von dem ersten Entwurf abgegangen, der zur Umleitung des Flusses einen Druckstollen vorsah. Man entschloß sich vielmehr, oberhalb der Sperre etwa 90 m vor der vorgesehenen Betonherdmauer einen Fangedamm herzustellen und den Fluß auf dem linken Ufer durch einen Graben umzuleiten. Zur Herstellung des Fangedammes wurden Holz- und 4,50 m tief gerammte Stahlspundwände verwendet, zwischen denen eine Felsfüllung eingebracht wurde. Der Wasserspiegel lag oberhalb des Fangedammes etwa 50 m höher als die Sohle der Herdmauer. Bei dem durchlässigen Untergrund war — um die Baugrube für die Herdmauer während des Aushubes und des Betonierens trockenzuhalten — die Dichtung des Umlaufgrabens von besonderer Bedeutung.

In den Untergrund des Umlaufbettes wurde daher heißer Asphalt eingepreßt, der beim Einbau flüssig ist und nach dem Erkalten erhärtet. Für diese Arbeit wurde eine Fachunternehmung herangezogen, die die nötigen Baustoffe, die Baustelleneinrichtung und auch entsprechend vorgebildete Versuchsingenieure bereitstellte.

Zunächst wurde auf der Seite der Baustelle eine Reihe von 3"-Mantelrohren in Abständen von 2,10 m eingebaut, in die dann im unteren Teil auf 6 m Länge gelochte 1,5"-Rohre eingebracht wurden. Der Durchmesser der Lochung betrug $^3/_4$", die Lochabstände waren mit 15 cm festgelegt. Die Rohre wurden bis auf den Fels hinuntergebracht; das Mantelrohr wurde dann bis zum Ende der Lochungen wieder gezogen und der Raum zwischen den beiden Rohren verschlossen. Danach wurde heißer, flüssiger Asphalt mit 1,4 bis 42 kg/cm² Druck in die $1^1/_2$"-Rohre eingepreßt. Der Asphalt wurde durch einen im inneren Rohr befindlichen elektrischen Widerstand warm gehalten. Gingen größere Mengen der Dichtungsmasse beim Nachlassen des Druckes durch das Rohr, so konnte man annehmen, daß die Masse über den Dichtungsbereich hinaus in den Boden eindrang. Unter diesen Bedingungen wurde durch vorübergehendes Abschalten des elektrischen Stromes der Asphalt abgekühlt und erhärtet. Nach einer vorgeschriebenen Zeit konnten der Strom wieder eingeschaltet und die Pumpen wieder in Tätigkeit gesetzt werden.

Das trotz dieser weitgehenden Dichtung des Umlaufgrabens sich in der Herdmauerbaugrube ansammelnde Wasser wurde in einem Pumpensumpf gesammelt und ausgepumpt. Etwa 300 m unterhalb der Mauer mündete der Umleitungsgraben wieder in das Flußbett ein.

Die Sperrmauer.

Zur Verbesserung des Untergrundes wurden zunächst die Felsspalten mit Gesteinsbrocken verfüllt. Dann wurden mittels $1^1/_2$"-Rohre Sand und Kies eingespült. Die Austrittsgeschwindigkeit des Wassers betrug

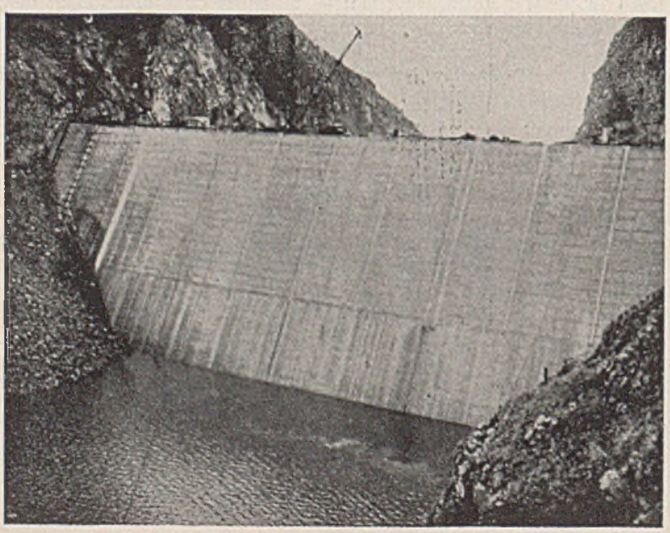


Abb. 2. Ansicht der Sperrmauer von oberstrom.

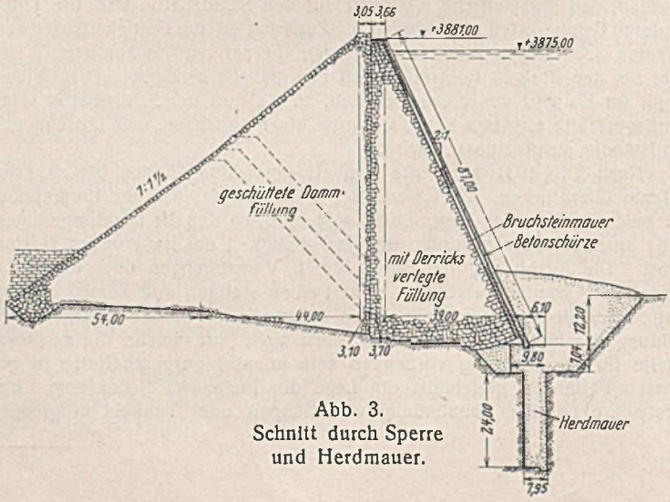


Abb. 3. Schnitt durch Sperre und Herdmauer.

dabei 30 m/sek. Die größeren Steinblöcke brachte man vor dem Einspülen von Sand und Kies mit einem Derrick ein, um so nachträgliche Bewegungen weitgehend auszuschalten.

Die Sperrmauer (Abb. 2) setzt sich aus vier verschiedenen Bauteilen zusammen (Abb. 3): der Herdmauer, den zwei Bruchsteinmauern, der Dammfüllung und einer Betonabdeckung, die auf die wasserseitige Mauer aufgebracht wurde. Die Mauerfüllung besteht wiederum aus zwei Teilen.

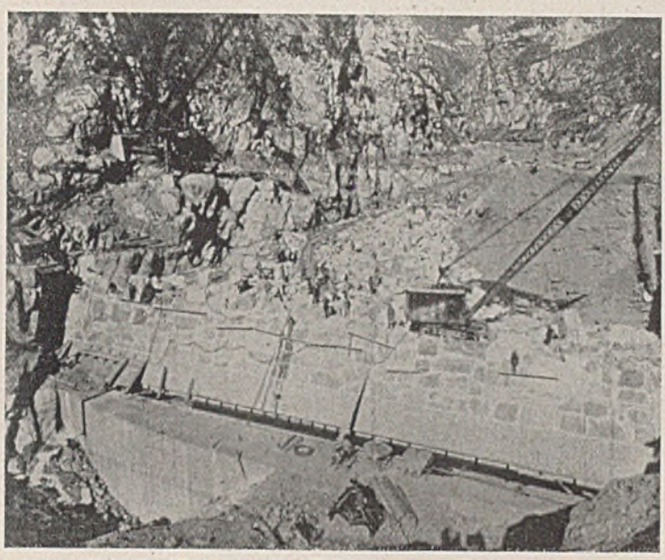


Abb. 4. Versetzen der Felsblöcke mit Derrickkranen.

Die Oberstromseite wurde aus mit Derricks und von Hand sorgfältig verlegten Bruchsteinen hergestellt (Abb. 4), während der luftseitige Teil nur aus einfach geschüttetem Fels besteht. Die Bruchsteinmauer hat eine Dicke von 42 m an der Sohle und verjüngt sich bis auf 3,65 m an der Krone. Ihre Außenneigung beträgt 2 : 1. Eine in Zementmörtel verlegte Vorsatzmauer von 1,80 m Breite am Fuß und 0,90 bis 1,20 m Breite an der Krone enthält in bestimmten Abständen besonders ausgesuchte große Blöcke, die in die Hauptmauer eingreifen und so eine gute Verzahnung herstellen. Der Unterstromteil hat eine Neigung von $1^1/_2$: 1. Hier wurde vorerst durch die ganze Schlucht eine schmale Steinlage gepackt, von der aus die Steine nach beiden Seiten geschüttet wurden, und zwar jeweils von der höchsten Stelle dieser Kippe. Die Steine — verwendet wurde nur gesunder Fels — wurden einem Steinbruch auf dem linken Abhang entnommen. Zu beiden Seiten der Kippe wurden in die Fugen Schotter, Sand und Feines eingespült, wobei stets für ein gutes Auflager der großen Steinblöcke gesorgt wurde. Kies und Sand wurden in einer Flußablagerung gewonnen, die etwa 5 km stromabwärts lag. Hier wurden auch die Betonzuschlagstoffe entnommen. Bevor das feine Gestein zur Verarbeitung kam, wurde es von Lehm- und Tonbestandteilen durch Waschen gereinigt.

Für den Bau der Herdmauer war es nötig, einen 45 m tiefen Einschnitt auszuheben, der mit Schlick auf seiner ganzen Breite angefüllt war. Die ersten 18 bis 25 m wurden in offener Baugrube mit Dampflöffelbaggern ausgehoben. Die Böschung hatte dabei eine Neigung von 50 bis 60°. Von hier ab wurde der Boden dann zwischen Stahlspundwänden ausgebaggert (Abb. 5). Hierbei ging man etwa wie folgt vor: Die Wand wurde jeweils etwa 30 cm tief geschlagen, dann wurde der Boden ausgehoben. Dies erleichterte bei dem steinigen Boden das Rammen der Spundbohlen außerordentlich. Geschweißte Aussteifungen hielten die beiden Spundwände auseinander. Nach Erreichen des gesunden Felsens wurden etwa 4600 m³ Beton ohne Unterbrechung eingebracht. Die Gesamtarbeiten für die Herdmauer dauerten 170 Tage.

Die Herdmauer ist in den oberen 7,5 m bogenförmig mit 9 m Dicke ausgebaut. Der Krümmungshalbmesser beträgt 60 m. Ihr unterer Teil hat die Form eines weitgespreizten V; er hat oben eine Breite von 8 m, die sich auf 4,60 m an der Sohle verjüngt. Diese Form ergab sich beim Rammen, da die Spundwände nach innen in die Grube hineingedrückt wurden. Die Aufgabe der Herdmauer, im unverdichteten Bereich des Dammes die Wasserdurchlässigkeit so zu mindern, daß das Bauwerk nicht zerstört wird, erforderte es, nicht nur auf der Sohle, sondern auch an den Hängen in den gesunden Fels hineinzugehen. Zusätzlich wurde hier eine Dichtung durch Mörteleinspritzungen vorgenommen. In vorher gebohrte Löcher, die auch durch den Beton führten, wurden Rohre eingesteckt, durch die der Mörtel eingepreßt werden konnte. Die Bohrlochtiefe betrug im Mittelteil der Mauer bei senkrechter Bohrung 2,50 m, während an den Seiten die Bohrungen unter 45° und 3,50 bis 5,00 m tief angesetzt wurden. Die Herdmauerkrone erhielt eine 1 m tiefe Aussparung, die in Dammitte 2,20 m und an den Seiten 1,90 m breit ist. In dieser Aussparung wurde der Fuß der Betonschürze der wasserseitigen Mauer aufgesetzt. Diese Betonschutzschicht hatte eine Dicke von 1,50 m an der Sohle, 0,90 m in 5,50 m Höhe und 0,25 m an der Krone.

In dem unteren 52 m hohen Teil der Schürze sind drei lotrechte Dehnungsfugen vorgesehen. Eine davon liegt in der Mittelachse der Sperre und läuft von der Herdmauer bis zur Höhe + 3855,20 durch (Abb. 6) die beiden anderen liegen rechts und links, je 24 m von der Achse entfernt, und verlaufen von der genannten Höhe an abwärts nur auf eine Länge von 33,50 m. Für die Fugen wurden 25 mm breite Streifen ausgespart, die mit weichem Holz, das bei starkem Druck zer-

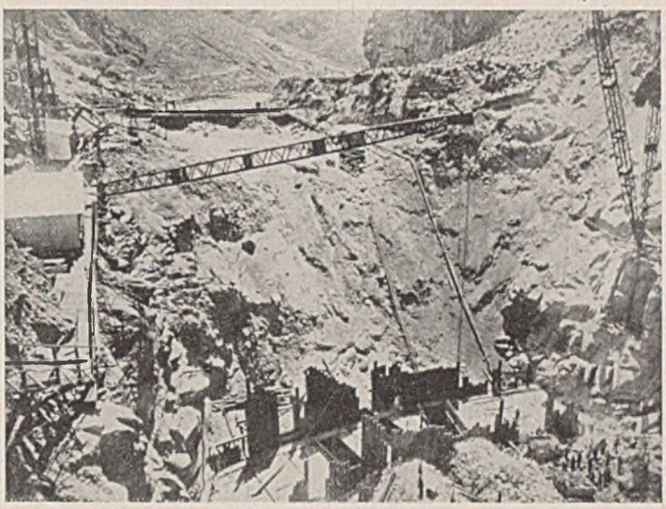


Abb. 5. Aushub für die Herdmauer.

malmt wird, ausgekeilt wurden. Ferner wurde ein U-förmig gebogenes Kupferblech in die Fuge eingelegt, das auf beiden Seiten in den Beton eingreift. Die Fuge wurde hinter dem Blech mit Kohleteerpech ausgegossen und vorn mit pechgetränktem Werg verdichtet.

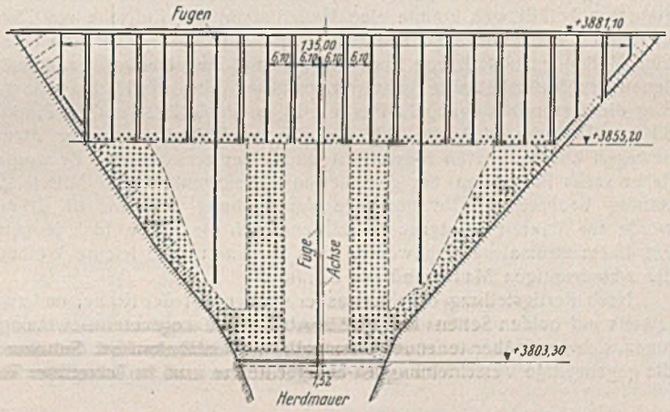


Abb. 6. Betonschürze mit Fugeneinteilung.

Im oberen Teil der Betonschürze sind lotrechte Fugen im Abstand von 12 m angeordnet, da dieser Teil oft für längere Zeit nicht mit Wasser bedeckt und so den Temperaturschwankungen stark ausgesetzt ist, während im unteren Teil nur Temperaturunterschiede von etwa 5° vorhanden sind. Neben der Aufgabe, das Arbeiten der Mauer infolge von Wärmeschwankungen und Setzungen zu ermöglichen, sollen die Fugen auch bei waagerechten Bewegungen der Mauer ausgleichend wirken.

Ein weiteres Mittel, um bei diesen waagerechten Verschiebungen des Dammes Schäden an der Betonschürze zu verhindern, liegt in der gekrümmten Ausbildung der wasserseitigen Ansichtsfläche der Mauer: Bruchsteinmauer und Schürze sind zylinderförmig mit einem Halbmesser von 900 m ausgebildet. Die Pfeilhöhe ist am Fuß bei einer Spannweite von 42 m 0,28 m und vergrößert sich bis zur Krone bei 152 m Spannweite auf 3,55 m.

Die Betondeckschicht ist vom Fuß bis zu einer Höhe von 58 m mit zwei Lagen Baustahlgewebe bewehrt. Von hier bis zur Krone ist in der Mitte nur noch eine Lage Gewebe verlegt. Die Schutzschicht ist ferner auf beiden Seiten an den Hängen mit dem gewachsenen Fels in Abständen von 1,50 m verzahnt. Außerdem ist sie noch im Fels durch 1"-Rundeisen verankert, die 0,90 bis 1,50 m tief in den Fels und abwechselnd 2,25 und 4,50 m in den Beton eingelegt sind. Diese Vorkehrungen sollen ein Reißen und Nachgeben der Schürze verhindern, falls sie sich anders bewegt als der Dammkörper. Zusätzlich wurden noch für die Schürze sowie für die wasserseitige Hälfte des Dammkörpers

auf dem Talgrund und an den seitlichen Hängen treppen- und schulterförmige Aussparungen vorgesehen, die einer Bewegung der Sperre entgegenwirken. Auf der Herdmauer ist die Schürze derart gegründet, daß eine Bewegung stromab mit dem Damm möglich ist, während die Herdmauer selbst keine oder nur eine unwesentliche Verschiebung mitmachen kann. Die Aussparung auf der Herdmauerkrone wurde daher um 61 cm größer angelegt als der Fuß der Schürze, und zwar 46 cm auf der Seite stromab und 15 cm auf der Wasserseite in Damm-Mitte. An den Enden verjüngen sich diese Abmessungen auf 10 cm auf der Unterstromseite und 15 cm auf der Wasserseite. Die durchlaufend gleich weite Fuge von 15 cm wurde unmittelbar nach dem Einbringen des Betons mit Kohleteerpech ausgegossen. Die mit 46 bis 10 cm Breite auf der Luftseite gelegene Fuge wurde bis zu $^3/_4$ ihrer Höhe vor dem Betonieren mit Pech gefüllt. Ferner wurden Taschen vor der Fuge angeordnet, in die die Fugenmasse bei starkem Druck hineingepreßt wird. Für größere Bewegungen der Schürze sind noch Rohre von 6" Durchmesser vorgesehen, die von jeder Tasche aus aus der Schürze und der Herdmauer herausführen, so daß das Teerpech gegebenenfalls entweichen kann. Eine Kupferplatte ist in die Aussparung der Herdmauer und auf 23 cm Höhe auf der Wasserseite in die Schürze einbetoniert (Abb. 7).

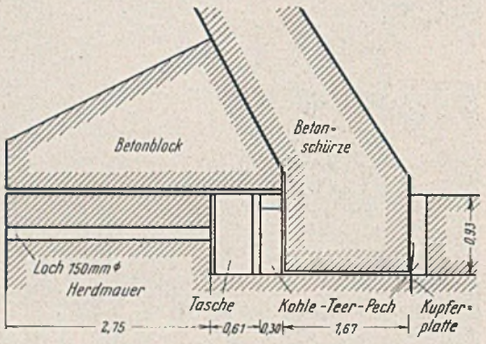


Abb. 7. Anschluß der Betonschürze an die Herdmauer.

Zur Ermittlung der Bewegung wurden Meßvorrichtungen an drei Stellen der Schürzensohle eingebaut. Punkt 1 lag 90 cm rechts neben der Dammachse, Punkt 2 weitere 13 m rechts daneben und Punkt 3 11,3 m links von der Achse. Zwischen dem 3. Oktober 1936, dem Tage der Fertigstellung der Schürze, und dem 29. Januar 1937, an dem der Stauraum gefüllt war, konnte eine Verschiebung zur Luftseite von 15 cm in Punkt 1 und von 18 cm in Punkt 2 und Punkt 3 festgestellt werden. Eine Meßungenauigkeit von 1 cm ist durch die Temperaturschwankungen, denen das Meßkabel ausgesetzt war, möglich. Bis zum Herbst 1938 betrug die Gesamtbewegung in Punkt 1 18, in Punkt 2 24 und in Punkt 3 33 cm. Dadurch, daß die Schürze sich unabhängig von der Mauer bewegen konnte, waren Messungen auch hier erforderlich. Es wurden daher sechs Punkte an der gemauerten Außenwand in der Mittelachse ständig beobachtet. Die geringste Verschiebung von nur rd. 10 mm wurde am Mauerfuß festgestellt, während sich die Krone in 5 Monaten um 49 cm stromabwärts bewegte. Das bedeutet eine leichte Wölbung der wasserseitigen Mauer und der Schürze.

Nach Fertigstellung der Sperrmauer wurden auf der Krone, und zwar jeweils auf beiden Seiten der in 12 m Abstand angeordneten Bewegungsfugen, sich gegenüberstehende Messingbolzen einbetoniert. Seitdem wurde die gegenseitige Verschiebung in waagerechter und in lotrechter Richtung laufend aufgenommen. Diese Messungen sollen bis zur endgültigen Ruhe des Bauwerkes fortgeführt werden. Die Gesamtbewegung an der Mauerkrone innerhalb von $2^1/_2$ Jahren betrug waagerecht 55,5 cm und lotrecht 27 cm.

Die Dichtigkeit des Bauwerkes ist so ausgezeichnet, daß nicht mehr als 100 l/sek Wasser durch den Damm sickern, wovon wenigstens die Hälfte an den Seiten außerhalb des verdichteten Bereiches hindurchfließt.

Die Entlastungsanlage.

Die Schußrinne der Entlastungsanlage konnte seitlich in die Schluchtwand eingebaut werden. Der Überfall unterteilt sich in zwei Abschnitte: Angrenzend an den Damm befindet sich ein Wehr mit fünf Öffnungen von je 6,10 m Breite, daneben, dem Hang zu, mit der Krone um 3 m höher, ist ein 41 m breiter offener Überlauf vorgesehen. Die Entlastungsanlage ist für etwa 1020 m³/sek bemessen, doch nimmt man an, daß nur etwa $^1/_3$ dieser Menge über den Überlauf fließt. Die größten Wassermengen treten nach den Beobachtungen in den Monaten Januar bis März auf, in denen auch die größten Niederschläge anfallen. Da der Zufluß noch von der oberhalb liegenden Upamayo-Sperre aus geregelt werden kann, sind größere Mengen als 340 m³/sek kaum je zu erwarten. Wegen der hohen Wassergeschwindigkeit und der schlechten Beschaffenheit des Felsens mußte die Schußrinne ausbetoniert werden. Die 60 bis 75 cm dicke Betondecke wurde mit $1^1/_8$"-Bolzen — auf je 7 m² ein Bolzen — verankert. Die Seitenwände der Schußrinne wurden etwa auf 3,00 bis 3,70 m Höhe ebenfalls in Beton ausgeführt. Um die hohe Geschwindigkeit zu mindern, wurde in halber Höhe ein Energieverzehrer eingebaut (Abb. 8). Er besteht aus einem flachen Becken von 9 m Länge und 30 m Breite, das stromabwärts von einem 80 cm hohen Betonsockel begrenzt wird. Auf diesen Sockel sind acht Blöcke von 1,85 m Breite und 2,80 m Höhe aufgesetzt. Sie sind von Achse zu Achse 3,70 m entfernt, so daß jeweils eine Öffnung von 1,85 m frei bleibt.

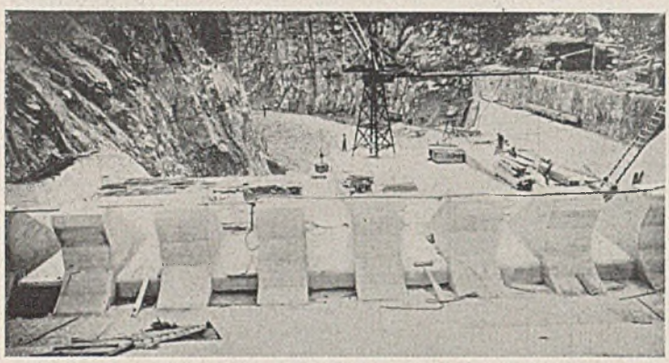


Abb. 8. Zahnschwelle als Energieverzehrer im Überfall.

Das Wasser schießt mit einer Geschwindigkeit von 15 bis 18 m/sek in das Becken, in dem diese auf 6 bis 9 m/sek beim Austritt herabgesezt wird. Die Klotzform ist so gewählt, daß sich die Wassermassen nach rückwärts überschlagen. Am Ende der Schußrinne befindet sich außerdem ein Tosbecken in üblicher Ausführung.

Vermischtes.

Professor Wilhelm Härter beging am 1. März sein 40jähriges Dienstjubiläum bei der MAN, Werk Gustavsburg, dessen Architekturbüro er leitet.

In Zeiten, in denen auf die schönheitlich befriedigende Gestaltung der Ingenieurbauwerke und ihren bleibenden Wert als Kulturleistungen unserer Tage erfreulicherweise wieder in besonders starkem Maße geachtet wird, ist es wohl gerechtfertigt, die Verdienste eines Architekten zu würdigen, der seine Lebensarbeit dem Stahlbau gewidmet hat. Wie kaum ein anderer Architekt arbeitete er jahrzehntelang täglich Schulter an Schulter mit den Gustavsburger Stahlbauingenieuren, teilte mit ihnen Freud und Leid des wechselvollen Geschehens in der Industrie und stieg nach harter, aber erfolgreicher Arbeit in die Stellung eines Direktors auf. Dieser für einen Architekten ungewöhnliche Entwicklungsgang ist ohne gediegenes Können und unbeirrbare Zielstrebigkeit undenkbar, denn wir wissen um die Schwierigkeiten einer fruchtbaren Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt im Brückenbau. Viel ist hierüber geschrieben worden, hier aber wurde bei einem Stahlbauunternehmen eine einträchtige Zusammenarbeit praktisch vorgelebt; freilich unter anderen Voraussetzungen, als sie sonst meist vorliegen. Denn Härter kam schon in sehr jungen Jahren nach dem Besuch der Darmstädter Hochschule und einjähriger Tätigkeit im Nürnberger Stammhaus der MAN auf Wunsch Carstanjens nach Gustavsburg. Er lernte die Eigenarten und Schwierigkeiten des Stahlbaues bei Entwurf, Gestaltung und Herstellung durch seine dauernde Zusammenarbeit mit den Ingenieuren aus eigener Anschauung kennen. Sein Wirken als Architekt war infolgedessen immer engstens mit dem stahlbautechnischen Fortschritt verknüpft. So ist es wohl kein Zufall gewesen, daß der Zeitabschnitt der neuzeitlichen flach gehaltenen Vollwandbrücken mit der in Gustavsburg entworfenen Adolf-Hitler-Brücke in Mannheim eingeleitet wurde, nachdem die Herstellung größerer Stahlbleche, ihre Stabilitätsberechnung und die Schaper zu dankende Einführung hochwertiger Baustähle weit genug gediehen waren. Als die Planung der Reichsautobahnbrücken begann, reichte Härter beim Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen einen Entwurf für Gestaltungsrichtlinien ein, der die besondere Eignung des schnittigen Vollwandträgers als einheitliches Kennzeichen stählerner Reichsautobahnbrücken veranschaulichte.

Aus der Fülle der Arbeiten einer 40jährigen Tätigkeit in einer Stahlbauanstalt vom Range der MAN können hier nur wenige Bauwerke genannt werden, die ihre Formgestaltung der Zusammenarbeit der Ingenieure mit Härter verdanken. Hierzu gehören: die Köln-Mülheimer Rheinbrücke, die für eine in sich verankerte Hängebrücke dieser Spannweite schlechthin vorbildlich ist; die Dreirosenbrücke in Basel, bei der zusätzlich die schwierige Aufgabe vorlag, die verschiedenen Verkehrswege an den Ufern in das Gesamtbild der Brücke harmonisch einzuordnen; die großartige Mangfallbrücke bei Darching. Einen sehr befriedigenden Einklang von Landschaft und Städtebild mit Ingenieurbauten bewundern wir angesichts der neuen Wehranlagen des Neckars in Heidelberg, die ebenfalls Härters Mitarbeit, insbesondere seine Vorliebe für straffe, dem neuzeitlichen Stahlbau eigentümliche Linienführung erkennen lassen. Auch die Entwürfe vieler MAN-Hallen verschiedenster Zweckbestimmungen erhielten durch ihn ihre endgültige Gestalt. Erinnern wir uns hierbei

der 100 m weit gespannten Messehalle VII in Leipzig mit ihrer ebenso zweckmäßigen wie schönen Lösung der Oberlichtanordnung oder des mustergültigen Kraftwerkes der Opelwerke in Brandenburg. Erst in jüngster Zeit sind für den geplanten Neubau der Münchener Bahnhofshalle Entwürfe kühner Tragkonstruktionen von Härter architektonisch meisterhaft durchgearbeitet worden, die hoffentlich der Fachwelt als fortschrittliche Vorschläge nicht unbekannt bleiben werden.

Härter teilte das Los seiner Mitarbeiter vom Ingenieurfach auch darin, daß der Öffentlichkeit sein Anteil am Gelingen bedeutender Bauwerke jahrzehntelang unbekannt blieb, was im Architektenberuf im allgemeinen nicht üblich ist. Um so erfreulicher ist es, daß seine Mitarbeit an der Planung verschiedener Großbauten der neueren Zeit, insbesondere für die Hamburger Elbehochbrücke, dem Führer Veranlassung gab, Härter am 30. Januar 1938 den Titel Professor zu verleihen. Auch die Stadt Mainz, in der er seit langem wohnt, ehrte ihn durch Verleihung des Kulturpreises anläßlich der Gutenberg-Festwoche.

Die Rüstigkeit des Jubilars, der mitten im Schaffen an großen Aufgaben steht, läßt noch manche vorbildliche architektonische Leistung erwarten, die zur Freude aller Fachgenossen der steten Weiterentwicklung der Stahlbauweise dienen wird, wofür der hervorragende Architekt Härter des Dankes aller beteiligten Kreise gewiß sein wird.

K. Klöppel.

Deutsche Binnenwasserstraßen im Ostraum. Im Reichsverband der Deutschen Wasserwirtschaft sprach am 28. Februar Wasserstraßendirektor Franzius, Breslau, über „Deutsche Binnenwasserstraßen aus der Neuformung des Ostraumes". Ausgehend von dem im vergangenen Dezember eröffneten Adolf-Hitler-Kanal, der Verbindung des Oberschlesischen Industriegebietes mit der Oder, gab der Vortragende einen Überblick über die geschichtliche Entwicklung der deutschen Binnenwasserstraßen und den heutigen Stand ihres Ausbaues, um dann die Aufgaben zu zeigen, vor denen die Wasserstraßenverwaltung heute im Osten steht. Da der Schwerpunkt Großdeutschlands sich nach Osten verschoben habe, müsse der weitere Ausbau der deutschen Binnenwasserstraßen dem Rechnung tragen. Schon jetzt sei ein einheitlicher Plan nötig, wie die weiten Gebiete des Ostens durch Wasserstraßen, die Träger des Verkehrs und damit der Kultur, zu erschließen seien. Für die wichtigsten Massengüter — Getreide, Steinkohle, Erz — zeigte der Vortragende im Bilde die Lage der Erzeugungs- und Verbrauchsgebiete in Großdeutschland und den benachbarten Ländern und leitete daraus die Linienführung der neuen großen Wasserwege ab. In den Vordergrund stellte er den Ausbau der Weichsel, die ebenso wie ihre westlichen Schwesterflüsse die Verbindung des Hinterlandes zu den Seehäfen herstellen müsse. Außerdem aber seien die Ost-West-Verbindungen zu ergänzen. Die Verbindung vom Mittellandkanal zum Osten, die heute östlich der Oder auf Warthe und Netze nur für 55 m lange Schiffe befahrbar ist, sei auf die Leistungsfähigkeit des Mittellandkanales zu bringen. Die Verbindung der Donau über den Main und über die Oder sei in Arbeit. Dringend nötig aber sei zwischen diesen beiden Ost-West-Linien die dritte, die von der Weser über Eisenach—Erfurt—Leipzig zur Elbe bei Riesa, weiter als Elbe-Oder-Kanal nach Breslau führt, dann der Oder bis Kosel folgt und von hier in Verlängerung des Adolf-Hitler-Kanales die Weichsel bei Krakau erreicht, um dann auch San und Bug anzuschließen. Alle anderen Kanalpläne, die der Redner im einzelnen aufzählte, seien gegenüber diesen Hauptlinien von nur örtlicher Bedeutung und würden in der Folge von selbst entstehen. Heute sei es wichtig, das Grundnetz, gebildet aus den natürlichen Strömen in Nord-Süd-Richtung und den drei großen Wegen des Ost-West-Verkehrs, schnell und umfassend zu planen und zur Tat werden zu lassen. Mit starker Zuversicht hob der Vortragende die Bedeutung dieser Pläne für die Stärkung und Sicherung des Großdeutschen Reiches hervor.

Verleihung der Emil-Mörsch-Denkmünze an Professor Dr.-Ing. Dischinger. Zu Beginn der 43. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins hat der Reichswalter des NS.-Bundes Deutscher Technik, Generalinspektor Professor Dr. Todt, die von dem Verein gestiftete Emil-Mörsch-Denkmünze dem ordentlichen Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Herrn Dr.-Ing. Franz Dischinger, überreicht in Würdigung seiner wissenschaftlichen Leistungen und schöpferischen Gedanken auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues und insbesondere seiner Arbeiten über die Schalenbauweise, die der Entwicklung des Hallenbaues im In- und Auslande neue Wege gewiesen hat.

Hängebrücke bei Lion's Gate am Hafen von Vancouver (Kanada). In T. d. Travaux, 15. Jahrg. vom Okt. 1939, ist über den Bau einer Kabelbrücke über die Zufahrt zum Hafen von Vancouver berichtet. Vancouver ist z. Z. eine Stadt von 247 000 Einwohnern und hat besondere Bedeutung wegen ihres Hafens. Sie liegt auf dem südlichen Ufer der Burrard-Bucht. Die langgestreckte Bucht hat zwei verhältnismäßig enge Zugänge, von denen der eine den Eingang zum Hafen bildet. Die Hafenanlagen und Speicher sind zu beiden Seiten der Bucht angeordnet. Trotzdem der Hafen 160 engl. Meilen vom Meere entfernt liegt, wird er oft als der wichtigste Hafen Kanadas am Großen Ozean, insbesondere für die Ausfuhr von Getreide bezeichnet. Über die zweite Zufahrt der Bucht war bereits eine Brücke vorhanden, während die Verbindung zwischen den beiden Ufern an der Hafeneinfahrt selbst bisher nur zu Schiff möglich war oder nur auf einem bedeutenden Umweg um die langgestreckte Bucht erreicht werden konnte. Landschaftlich ist besonders West-Vancouver schön gelegen und auch für sportliche Betätigung sehr besucht.

Die Brücke war daher mit Sorgfalt dem landschaftlichen Bilde anzupassen. Sie verbindet das hochgelegene Südufer, auf dem sich der Stanley-Park befindet, mit dem niedrigen Nordufer, auf das sie mit einer langgezogenen Rampe abfällt. Das Stabnetz der Kabelbrücke ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Vom Ausläufer der Brücke im Stanley-Park bis zum Ende der Erdschüttung auf dem Nordufer hat das Bauwerk eine Länge von rd. 1858 m. Die Abmessungen und die Höhenlage der Brücke sind im einzelnen aus Abb. 1 zu ersehen. Die Gesamthöhe der Kabeltürme von der Sohle der Gründung bis zur Spitze ist 118,40 m. Die Stahlpfosten stehen bei M.W. + 5,40 m auf Betonpfeilern. Der südliche Pfeiler liegt noch im Flußbett.

Das stählerne Tragwerk der Türme ist durch Platten und Winkel gebildet, und zwar zeigt jeder Pfosten im Querschnitt eine mittlere Zelle von über die ganze Höhe gleichbleibenden Ausmaßen, wohingegen zwei anliegende Seitenzellen nach dem Fuß des Pfeilers hin sich verbreitern. Die Pfosten laufen nach oben zu von einem unteren Abstand von 21,35 m auf einen Abstand von 12,20 m zusammen. Unterhalb der Fahrbahn sind sie durch ein Paar gekreuzte Schrägstäbe und oberhalb der Fahrbahn durch zwei solcher Schrägkreuze gegeneinander versteift. Am Fuße stehen die Pfosten mit einer geschweißten stählernen Sohlenplatte von 18 t Gewicht auf den Betonpfeilern.

Die Tragkabel sind aus 61 Seilen von 36,5 mm Durchm. zusammengesetzt. Der höchste waagerechte Zug beläuft sich nach der statischen Ermittlung auf 2900 t. Jedes der Seile enthält 47 Drähte. Der gesamte Seilquerschnitt hat die Form eines Sechsecks, dessen Seitenflächen durch aufgelegte teerölgetränkte Zedernhölzer zur Kreisform ergänzt sind. Das Ganze ist mit verzinktem Draht umsponnen. Die Tragkabel werden von den Aufhängekabeln umgriffen. Diese sind als Doppelkabel bis zu ihrem Angriffspunkt am Obergurt des Versteifungsträgers herabgeführt. Ihr Abstand wächst von 9,75 m bis auf 12,20 m an den Türmen. Die Versteifungsträger sind 4,60 m hoch. Sie sind über den Auflagern an den Türmen für freie Ausdehnungsmöglichkeit unterbrochen. Die Brückendecke wird von einem Fahrdamm von 8,95 m Breite und zwei Seitenwegen von 1,25 m Breite gebildet.

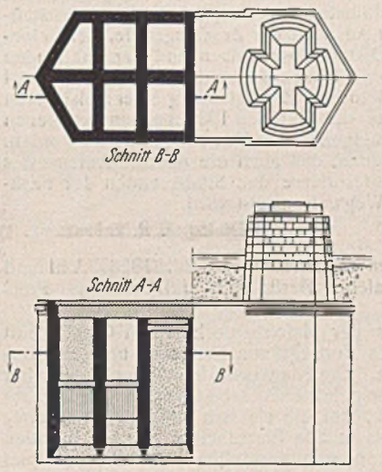


Abb. 2. Nördlicher Pfeiler.

Der nördliche Pfeiler ist im Grundriß 51,80 m lang und 14,60 m breit. Seine Gesamthöhe ist 22,85 m, seine Sohle liegt 19,80 m unter

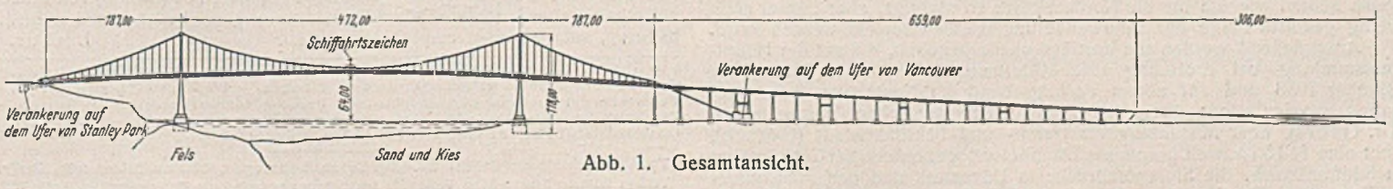


Abb. 1. Gesamtansicht.

N.N.W. Er ist während einer dreimonatlichen ununterbrochenen Arbeitszeit durch schwierige Bodenschichten abgesenkt worden. Grundriß, Aufriß und Querschnitte sind aus Abb. 2 ersichtlich.

Der südliche Turm steht auf zwei Einzelpfeilern, die auf kreisrunden Senkkästen errichtet sind. Ihre Sohle liegt etwa 13 m unter H.H.W. Grundriß und Aufriß zeigt Abb. 3.

Die Neigung der stählernen Nordrampe beträgt 4,84 %.

Die Brücke, deren Kosten sich auf 3 500 000 S belaufen, wurde im Bau begonnen im April 1937 und gegen Ende des Jahres 1938 in Betrieb genommen. Restliche Arbeiten zogen sich bis zum Sommer 1939 hin. Zs.

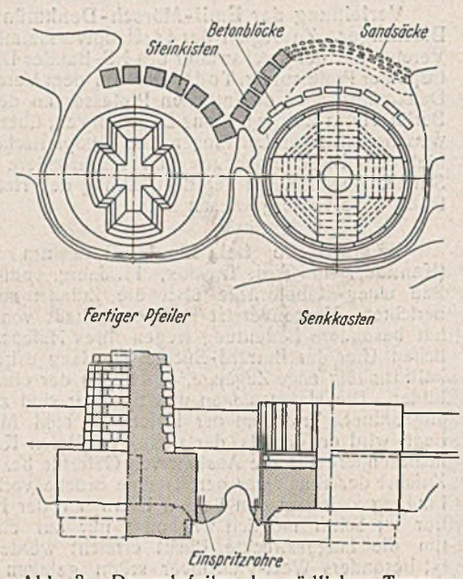


Abb. 3. Doppelpfeiler des südlichen Turmes.

Bücherschau.

Kersten, C.: Der Eisenbetonbau, Teil I: Ausführung und Berechnung der Grundformen. 15. Auflage, XI, 263 S. mit 327 Abb. Berlin 1940, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 7,70 RM, geb. 8,50 RM.

Im Jahre 1905 erschien Kerstens Leitfaden zum ersten Male. Nach nunmehr 34 Jahren erlebt das Buch die 15. Auflage. Wenn man bedenkt, daß in diesem Zeitraum der Eisenbetonbau sich aus den Anfängen zu einer weitverbreiteten und vielfältigen Bauweise entwickelt hat, so geht man nicht sehr fehl mit der Behauptung, daß es wohl keinen Eisenbetontechniker deutscher Zunge geben mag, der nicht dieses Buch von Kersten kennt. Der Verfasser hat mit diesem Buch unzähligen Baugewerkschultechnikern und Hochschulstudenten die Anfangsgründe seiner Wissenschaft vermittelt. Das Buch hat sogar im Auslande weite Verbreitung gefunden, wurde es doch in 2. Auflage ins Spanische, Italienische und ins Russische übersetzt. Von anderen Ländern gewünschte Übersetzungen mußten nur aus verlagsrechtlichen Gründen abgelehnt werden. Dank der guten, den geschickten Pädagogen verratenden Anlage des Buches und dank der Tatsache, daß das Buch immer wieder auf den neuesten Stand der Erkenntnisse gebracht worden ist, hat der Leitfaden sich über einen für ein technisches Buch selten langen Zeitraum an der Spitze des einschlägigen Schrifttums halten können. Ich glaube, eine große dankbare Lesergemeinde wird dem Verfasser zu seiner jetzt erschienenen 15. Auflage beglückwünschen!

Die vorliegende 15. Auflage unterscheidet sich von der vorangegangenen in Einzelheiten, die durch die Zeitumstände bedingt sind. Die wirtschaftlich wichtigen Gesichtspunkte der Auswahl der Zuschlagstoffe, der Betonverarbeitung, der Ersparnis an Schalholz, Rundeisen und Zement fanden besondere Berücksichtigung. Neu sind auch die zahlreichen Hinweise auf das einschlägige Schrifttum über Beton zur Ermöglichung einer zielsicheren Fortbildung. Schließlich sind alle bis Oktober 1939 bekanntgegebenen Erlasse zu den Eisenbetonbestimmungen in den Text eingearbeitet worden.

Es ist mit Sicherheit anzunehmen, daß auch die neueste Auflage des Buches den Ingenieuren, und insbesondere den Studierenden der Fach- und Hochschulen ein wertvoller Wegweiser sein wird.

Dipl.-Ing. R. v. Halasz.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 17. Bd., 1938. VIII und 296 S. mit 375 Textabb. u. 6 Tafeln. Berlin 1939, Jul. Springer. Preis geb. 30 RM.

Der 17. Band des Jahrbuchs der Hafenbautechnischen Gesellschaft beginnt mit der Wiedergabe eines Vortrags von Dr. Bahr über die Veränderungen der Helgoländer Düne. Die Niederschrift läßt noch deutlicher als der Vortrag den Wert der hier geleisteten Arbeit erkennen. Die Abhandlung und die Untersuchungen, auf die sie sich stützt, sind in ihrer umfassenden Anlage und ihrer bis in alle Einzelheiten peinlich genauen und zugleich zielbewußten Durchführung vorbildlich. An dem Beispiel der Düne wird das Wechselspiel zwischen Sandabbruch und Sandzufuhr gezeigt und erläutert, wobei nachgewiesen wird, daß der Meeresboden bis zu Tiefen von 20 m und mehr durch den Seegang unter Bewegung erheblicher Bodenmassen verändert wird. Die Untersuchungen gehen über ihre rein örtliche Bedeutung insofern hinaus, als sie wertvolle Hinweise geben, wie die für die Nordseeküste so wichtige, aber immer noch wenig geklärte Frage der Sandwanderung weiter erforscht werden kann.

Anschließend werden die Vorträge wiedergegeben, die auf der Hauptversammlung bei Eröffnung des Mittellandkanals in Magdeburg im Oktober 1938 und auf einem Vortragsabend im November darauf gehalten worden sind: über den Ausbau der deutschen Wasserstraßen (Dr. Gährs), über Magdeburg als Hafen- und Schiffahrtstadt (Götsch), über eine 143,55 m weit gespannte Eisenbetonbogenbrücke bei Castelmoron in Südfrankreich, die Storströmbrücke in Dänemark und den Maastunnel in Rotterdam (Dr. Christiani) und über verschiedene Formen von Druckluftgründungskörpern (Dr. Lenk). Von den dann folgenden Berichten der Ausschüsse der Gesellschaft ist der des Ausschusses für Hafenumschlagstechnik über „Hafen und Kraftwagenverkehr" (Wundram) hervorzuheben.

Dann folgt eine Gruppe von drei Aufsätzen über die deutschen Kolonialhäfen: ihre wirtschaftliche Bedeutung vor und nach dem Weltkriege behandelt Dr. Pfister, ihre technische Entwicklung Dr. Schultze und die Gestaltung ihrer Hafenbauwerke Dr. Butzer. Die Aufsätze sind das Ergebnis einer mühsamen Sammelarbeit, mit der aus dem Schrifttum, aus den Akten des Reichsarchivs, für die Nachkriegszeit aus den Berichten der Mandatsmächte an den Völkerbund, im übrigen durch Nachfrage bei früheren Kolonialbeamten und bei Bauunternehmungen alles Erreichbare zusammengestellt wurde. Das Ergebnis ist ein Archivaufsatz von überraschender Vollständigkeit und Geschlossenheit, der künftig für alle Planungen und Bauten, die unter ähnlichen Verhältnissen durchzuführen sind, als Ratgeber dienen wird.

Den Schluß des Bandes bilden ein Aufsatz über den Hafen Marseille (Peltier) und eine Arbeit über die bauliche Entwicklung der schwedischen Häfen (Jansson und Semler).

Der Band in seiner Gesamtheit ist eine neue Bereicherung unseres Schrifttums über Hafen- und Seebau; die Fülle des Gebotenen verbietet leider eine eingehendere Würdigung. Jedenfalls schließt auch dieser Band sich würdig der stattlichen Reihe seiner Vorgänger an.

Lohmeyer.

Seiler, R.: Über die Berechnung schiefer Eisenbetonbalkenbrücken. III u. 40 S. mit 19 Textabb. Berlin 1939, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 5,85 RM.

Das vorliegende Heft entwickelt ein Berechnungsverfahren für die Ermittlung der Momente und Querkräfte für die Haupt- und Querträger bei schiefen Eisenbetonbalkenbrücken. Diese im Schrifttum noch wenig behandelte Frage wird unter der Annahme vereinfachender, aber der Wirklichkeit entsprechender Annahmen einer Lösung zugeführt. Mit Hilfe von Vektoren-Vielecken werden die grundlegenden Elastizitätsgleichungen für Trägerroste mit zwei und drei Hauptträgern abgeleitet und Näherungsverfahren für Brücken mit mehr als drei und durchlaufenden Hauptträgern angegeben.

Dem entwerfenden Ingenieur, besonders aber dem Eisenbetonstatiker wird das angegebene Berechnungsverfahren, das an einigen Beispielen erläutert ist, neue Anregungen geben und sein Wissen vertiefen.

E. Emmrich, Stadtbaudirektor.

Deutsche Verkehrsgeschichte. Herausgegeben vom Reichsverkehrsministerium. Band I/1—2. Mit einem Geleitwort von Reichsverkehrsminister Dr.-Ing. ehr. Dorpmüller. 112 S. mit vielen Textabb. u. 1 Tafel. Leipzig 1939, Konkordia-Verlag Reinhold Rudolf. Preis geh. 2,50 RM.

Wie aus dem Vorwort des vorliegenden Buches hervorgeht, besteht beim Reichsverkehrsministerium der Plan, in einer Sammlung von jährlich zweimal erscheinenden Heften „Deutsche Verkehrsgeschichte" gewissermaßen als Mosaiksteine für eine später einmal zu verfassende Verkehrsgeschichte Abhandlungen in bunter Folge aus allen Gebieten und Zeitabschnitten des Verkehrs (außer Postverkehr) zu bringen. Diese Sammlung kann übrigens auch für die Verkehrsaufgaben der heutigen Zeit wertvolle Dienste leisten; sie wird besonders allen denen willkommen sein, die an irgendeiner Stelle an dem großen Gemeinschaftswerk des deutschen Verkehrs mitarbeiten dürfen.

Das in vortrefflicher Ausstattung erschienene Doppelheft 1—2 der Sammlung ist als ein Niederschlag der Jubiläumsereignisse des Jahres 1938 auf dem Gebiete des Eisenbahnwesens einem geschichtlichen Abschnitt des Schienenverkehrs gewidmet und hat begründeten Anspruch auf das besondere Interesse aller gebildeten Deutschen. In drei, mit guten Abbildungen reich bedachten Aufsätzen behandelt es die hundertjährige Geschichte der ersten preußischen Eisenbahn (Berlin—Potsdam), ferner der ersten deutschen Staatseisenbahn (Braunschweig—Wolfenbüttel) sowie der ersten westdeutschen Eisenbahn (Düsseldorf—Erkrath als Teilstrecke der Bahn Düsseldorf—Elberfeld). Die Verfasser dieser drei auf gründlichem Quellenstudium beruhenden, vorzüglich abgefaßten und sehr interessanten Abhandlungen sind einerseits der Reichsbahndirektionspräsident Dr.-Ing. ehr. Marx, Berlin, und anderseits die Reichsbahnräte Dr. Kraiger, Hannover, und Dr. Hereth, Wuppertal. Als Sonderbeilage enthält das Heft die wirklichkeitsgetreue Nachbildung eines Erlasses des Königs Friedrich Wilhelm III. vom 23. 9. 1837, durch den der zur Errichtung und Benutzung einer Eisenbahn zwischen Berlin und Potsdam gebildeten Aktien-Gesellschaft die Rechte einer Korporation verliehen und die vorgelegten Pläne der Bahnlinie usw. genehmigt wurden. Das Heft enthält außerdem eine ausführliche Zeittafel und ein Quellenverzeichnis.

Die nächstfolgenden Hefte sollen nach dem Vorwort Darstellungen über die Geschichte des Rheinstromes als Verkehrsträger, über die Geschichte der Alpenpaßstraßen und deren Bedeutung für das Großdeutsche Reich sowie über die Wasserstraßenpolitik der brandenburgischen Kurfürsten und preußischen Könige bringen; weitere Darstellungen aus der Geschichte der deutschen Eisenbahnen sollen nicht fehlen.

Das erste Doppelheft der großzügig geplanten Sammlung von Einzelbeiträgen kann jedenfalls allen Ingenieuren, ganz besonders den Eisenbahnern, aufs wärmste empfohlen werden. Laskus.

INHALT: Der Brücken- und Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1939. (Schluß.) — Gefahren an wasserdruckhaltenden Dichtungen. — Die Malpaso-Talsperre in Peru. — Vermischtes: Professor Wilhelm Härter. — Deutsche Binnenwasserstraßen im Ostraum. — Verleihung der Emil-Mörsch-Denkmünze an Professor Dr.-Ing. Dischinger. — Hängebrücke bei Lion's Gate am Hafen von Vancouver (Kanada). — Bücherschau.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin.
Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9.
Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.