DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang | BERLIN, 11. Januar 1929 | Heft 2

Die Erdbauabteilung der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat **J. Ehrenberg**, Berlin.[1])

Die Fragen der Baugrundforschung haben in letzter Zeit dadurch erhebliche Bedeutung erhalten, daß eine Anzahl Bauunfälle von größeren Ausmaßen einen weiteren Kreis der Öffentlichkeit beschäftigt haben. Es handelt sich dabei um Unfälle, die zweifellos auf ein Versagen des Baugrundes zurückzuführen sind und in ihren Ursachen restlos bis jetzt noch nicht geklärt werden konnten. Die eigentliche Bodenforschung, soweit sie die Entstehung, den Aufbau und die Zusammensetzung der Böden umfaßt und soweit die Kenntnis der physikalischen und chemischen Werte der Böden für deren land- oder forstwirtschaftliche Nutzung von Bedeutung ist, befindet sich in den meisten Ländern auf einem recht hohen Stande. Dagegen ist der Zweig der Bodenforschung, der sich mit dem Verhalten des Bodens als Baugrund oder als Baustoff befaßt, bis vor kurzem gegenüber anderen Aufgaben zurückgetreten. Gerade der Ingenieur hat aber das größte Interesse an diesem Verhalten des Bodens, von dem letzten Endes der Bestand seiner Bauwerke abhängt. Es sind daher in fast allen Ländern erst in den letzten Jahren Institute gegründet worden, die unter der Leitung von Ingenieuren sich der Baugrundforschung widmen und schon Wesentliches geleistet haben. Näheres ist bereits in anderen Abhandlungen gebracht worden, so daß es sich erübrigt, weiter darauf einzugehen.

Abb. 1. Raum für das Vordrücken der Bodenproben.

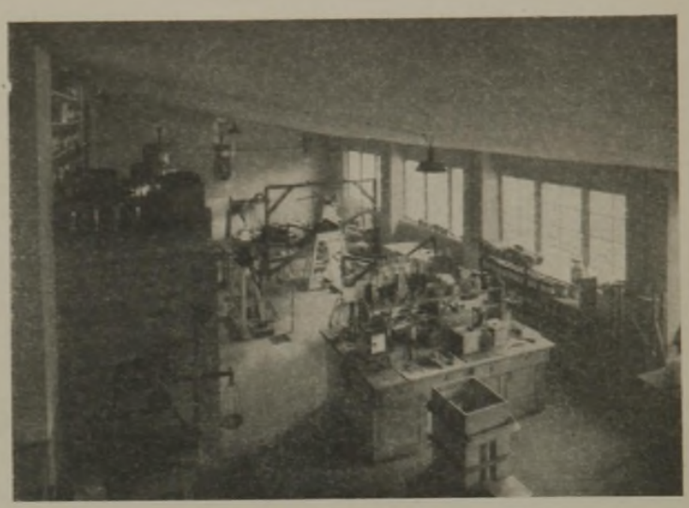


Abb. 2. Erdbaulaboratorium, vorderer Teil.

Abb. 3. Erdbaulaboratorium, hinterer Teil.

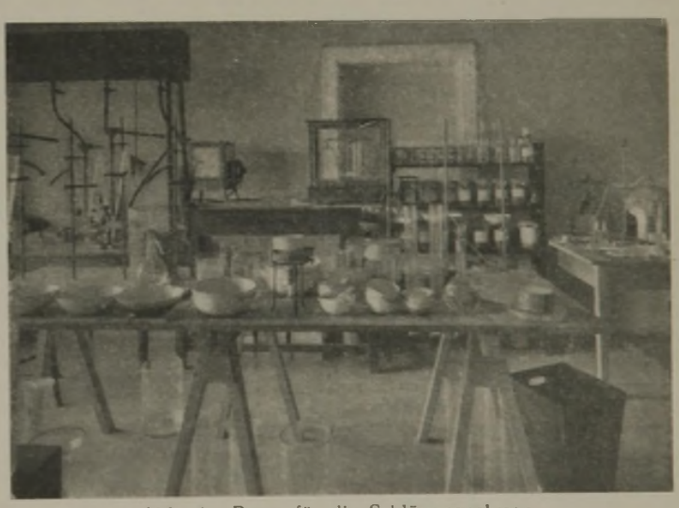


Abb. 4. Raum für die Schlämmanalysen.

Es wird nun den meisten Lesern nicht bekannt sein, daß die Erforschung des Verhaltens der Böden, soweit wasserbauliche Aufgaben in Frage kommen, seit dem Bestehen der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, also seit 25 Jahren, zu den Aufgaben dieser Anstalt gehört. Auch hier mußten diese erdbaulichen Fragen zunächst zurücktreten gegenüber den rein wasserbaulichen Aufgaben, die durch den Ausbau unseres Wasserstraßennetzes im Vordergrunde standen. Sie wurden aber keineswegs vernachlässigt, wie die Zahl der Abhandlungen beweist, die der leider zu früh verstorbene Leiter der Anstalt, Oberregierungs- und Baurat Prof. Dr.-Ing. Krey, über erdbaustatische Fragen veröffentlicht hat, und von denen die erste aus dem Jahre 1912 stammt. Auch sein bereits in dritter Auflage vorliegendes bekanntes Buch: „Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes“[2]) beweist, daß er an der Lösung dieser Fragen den tatkräftigsten Anteil nahm. Der Ruf, den er als Fachautorität auch auf diesem Gebiete besaß, zeigte sich darin, daß er von vielen Stellen, auch vom Auslande, in schwierigen Fällen als Gutachter und Berater in Fragen des Erdbaues hinzugezogen wurde. Es war somit in der Staatlichen Versuchsanstalt eine wissenschaftliche amtliche Stelle schon seit Jahren vorhanden, die die erforderlichen Erfahrungen besaß, um in schwierigen erdbaulichen Fragen Behörden und Private zu beraten.

[1]) Nach einem Diskussionsvortrage auf der Tagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in Berlin am 12. November 1928.

[2]) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Die Zahl der Anfragen mehrte sich in dem Maße, wie die Erkenntnis in den Fachkreisen wuchs, daß eine Beratung und Bodenuntersuchung bei schwierigen Bodenverhältnissen mit zu den wichtigsten Aufgaben der Entwurfsvorbereitung gehört, und daß ihre Kosten verschwindend klein sind gegenüber denjenigen etwaiger Bauschäden. Oberbaurat Krey kam diesen wachsenden Nachfragen dadurch entgegen, daß er den Kreis seiner Mitarbeiter vergrößerte und eine besondere Erdbauabteilung bildete. Ein kurzer Überblick über die Art der gestellten Aufgaben möge die Tätigkeit der Erdbauabteilung etwa im Verlauf der letzten $1^1/_2$ Jahre zeigen. Es waren zu beurteilen:

die Standfestigkeit von Ufermauern und Bollwerken in Seehäfen,
die Rutschgefahr hoher Einschnittböschungen bei tonigen Böden,
die Eignung von Böden zu Dichtungszwecken,
die Standfestigkeit von Staudämmen für Talsperren,
die Standfestigkeit hoher Kanaldämme,
die Standfestigkeit von Schleusen und Brücken,
die Gründung hoher Speicherbauten,
die Verwendbarkeit von Böden als Deichmaterial.

In besonders schwierigen Fällen wurden von der Abteilung auch die bodenstatischen Untersuchungen, Standfestigkeitsberechnungen, durchgeführt. Von 27 Behörden und Firmen wurde die Abteilung in 40 Fällen zu Rate gezogen; sie hat hierfür etwa 450 Bodenproben untersucht und 16 größere statische Untersuchungen durchgeführt. Nichts beweist besser die Notwendigkeit der Abteilung als die Zahl dieser Aufträge. Die Abteilung legt nach wie vor den größten Wert darauf, ihre Untersuchungsmethoden weiter zu vervollkommnen und auszubauen, da sie als beratende Stelle der Praxis in der Lage sein muß, dem Auftraggeber, der meist schnell die Ergebnisse verlangt, baldigen Bescheid zukommen zu lassen. Die sorgfältige Untersuchung besonders der bindigen Böden ist meistens sehr langwierig und zeitraubend. Die Abteilung hat aber die Anzahl ihrer Apparate so vermehrt, daß täglich mindestens zwei Proben völlig fertig untersucht werden können. Besonders wurden die Schubfestigkeitsversuche und Schlämmethoden zu einer gewissen Vollkommenheit gebracht.

Die Untersuchung der Böden erstreckt sich je nach der Art des Auftrages auf die Ermittlung des Raumgewichtes, des Wassergehaltes, der Schubfestigkeit, der Porenziffer, der Zusammenpreßbarkeit und der Wasserdurchlässigkeit möglichst unter den Druckverhältnissen, unter denen sich der Boden an seiner Lagerstelle im Innern der Erde befindet. In den meisten Fällen wird dann noch die Korngröße, das spez. Gewicht, der Kalkgehalt und, wenn nötig, die Hygroskopizität sowie die Fließgefahr der Böden festgestellt. Der Gang der Untersuchung ist meistens folgender:

Die eingehenden Proben werden nach ihrer Registrierung zunächst in besonderen Vordruckapparaten, von denen 40 Stück vorhanden sind, auf die Dichte und den Wassergehalt gebracht, der für die weiteren Untersuchungen erforderlich ist. Hier bleiben die Böden unter ständiger Kontrolle je nach ihrer Feinheit mehr oder weniger lange stehen, bis sie für die Schubfestigkeitsversuche fertig sind. Diese Versuche werden unter mindestens zwei Drücken vorgenommen, zwischen denen der in Wirklichkeit etwa zu erwartende Bodendruck liegt. Jeder Versuch setzt sich aus einer größeren Zahl von Einzelversuchen zusammen, die zur Ausscheidung etwaiger Apparatefehler in zwei verschiedenen Apparaten vorgenommen werden. Von diesen sind sieben Stück vorhanden. Die Ergebnisse werden selbsttätig zugleich mit der Zeit graphisch aufgezeichnet, um Beobachtungsfehler beim Ablesen auszuschalten. Für die Ermittlung von Raumgewicht, Porenziffer, Wassergehalt und Zusammenpreßbarkeit der Böden besitzt die Abteilung 20 Apparate. Auch gelang es, einen Apparat zu konstruieren, bei dem die Reibung des Bodens an den Apparatewänden beseitigt ist, so daß die Ergebnisse, besonders hinsichtlich Porenziffer, Raumgewicht, Zusammenpreßbarkeit, von dieser Fehlerquelle befreit sind. Für die Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit, die stets längere Zeit in Anspruch nimmt, sind 29 Apparate vorhanden. Das Schlämmverfahren zur Feststellung der Korngröße der Böden wird mit einer Anzahl bewährter Apparate durchgeführt, die es gestatten, die Teilchen bis hinab zu 2 μ Korndurchmesser zu trennen. Es wird auch neben anderen der sehr elegant arbeitende Wiegnersche Schlämmapparat verwendet, dessen Ergebnisse aber nicht immer ganz einwandfrei auszuwerten sind. Bei allen Schlämmethoden hat nicht nur die Größe des Kornes, sondern auch seine Form und sein spez. Gewicht einen bestimmenden Einfluß, so daß man durch Schlämmen allein wirklich einwandfreie Ergebnisse nicht erhalten kann. Die Abteilung hat daher als weiteres Hilfsmittel für die Beurteilung der Feinheit in neuer Zeit auch die Hygroskopizität der Böden, soweit sie nicht humos sind, mit gutem Erfolge herangezogen und glaubt dabei, einen gewissen eindeutigen Zusammenhang zwischen der Hygroskopizität und der Schubfestigkeit der Böden feststellen zu können. Die Untersuchungen hierüber sind noch nicht abgeschlossen. Für die Beurteilung schwieriger Böden wäre die Kenntnis eines solchen Zusammenhanges sehr wertvoll. Die Einrichtung der Erdbauabteilung und ihr Umfang ist aus Abb. 1 bis 4 ersichtlich.

Von den Aufgaben, welche die Erdbauabteilung zu lösen hatte, mögen einige bemerkenswerte wiedergegeben werden. Oberbaurat Krey konnte durch Bodenuntersuchungen und Rechnung nachweisen, daß die Tonschicht eines Staudammes, mit dessen Ausführung gerade begonnen wurde, bei ihrer geringen Schubfestigkeitziffer ($\alpha = 0{,}2$, wobei $\alpha = \frac{P}{T}$, P = Normalkraft, T = Schubfestigkeit) nicht in der Lage war, die Deckschicht in der geplanten gleichmäßigen Stärke zu halten, und daß besonders in dem Bereich des Wasserstandwechsels Rutschungen zu erwarten waren. Die Bauleitung wies darauf hin, daß bei einem bereits seit längerer Zeit im Betriebe befindlichen Staudamm die Dichtung und die Deckschicht in ähnlicher Weise ausgeführt seien, ohne daß sich Schäden gezeigt hätten. Eine Untersuchung des bei diesem Damm verwendeten Dichtungsbodens ergab jedoch eine fast doppelt so große Schubfestigkeit. Der Vorschlag von Oberbaurat Krey, die Deckschicht mit wachsender Tiefe stärker auszubilden und so ihren Widerstand gegen Rutschungen zu vermehren, wurde angenommen und die von ihm vorgesehene 1,5fache Sicherheit von der Bauleitung sogar auf 2,0 erhöht.

Ferner wurde Oberbaurat Krey als Gutachter bei einem erheblichen Bauschaden hinzugezogen, dessen Ursachen festzustellen und für dessen Beseitigung geeignete Vorschläge zu machen waren. Es handelte sich um eine rd. 1000 m lange und rd. 19 m über Hafensohle hohe Kaimauer, die an einer Stelle nachgegeben hatte, so daß Einsturzgefahr drohte. Durch eingehende, z. T. neuartige Untersuchungen konnte Oberbaurat Krey nachweisen, daß das Nachgeben der Mauer mit großer Wahrscheinlichkeit in einer Bewegung der Druckpfähle des Pfahlrostes zu suchen war, die dicht gedrängt im Sandboden über einer mächtigen Schicht diluvialen Tones von geringer Schubfestigkeit standen. Die Rechnung und die beobachteten Erscheinungen wiesen darauf hin, daß im Ton eine gekrümmte Gleitfläche entstanden war, auf der sich die darüberliegenden Bodenmassen samt den Pfählen verschoben hatten. An den Vorschlägen zur Verstärkung der Mauer, die den Ersatz der gebrochenen vorderen Spundwand durch eine Larssenwand mit Steinhinterfüllung und eine rückwärtige Verankerung der Mauer an besonderen Konstruktionen vorsahen, und die in dieser Form zur Ausführung gelangten, hatte Oberbaurat Krey wesentlichen Anteil. Für die Ausführung der in der Nachbarschaft dieser Mauer geplanten Schleusenanlagen hat die Erdbauabteilung eine erhebliche Anzahl von Bodenuntersuchungen durchgeführt, deren Ergebnis zu einer Verlegung der Schleusenstelle führte.

Eine weitere Aufgabe war der Erdbauabteilung durch die Beurteilung der Standfestigkeit eines 16 bis 17 m hohen Kanaldammes gestellt, der auf etwa 700 m Länge über ein Gelände führt, das bis in 5 m Tiefe wechselnde Schichten von feinsandigem weichen Ton und Schlick zeigt, die von mehr oder weniger starken Sandadern und -schichten durchzogen werden. Die Bauleitung hatte zunächst geplant, den gesamten weichen Boden in einer gewissen Breite beiderseits der Leinpfade zwischen eisernen Spundwänden durch Sandschüttungen zu ersetzen. Sie fürchtete ein seitliches Ausweichen des weichen Bodens unter dem Gewicht der Dammmassen. Die Erdbauabteilung konnte durch Bodenuntersuchungen und statische Berechnungen unter Zugrundelegung gekrümmter Gleitflächen nachweisen, daß bei allmählichem, schichtenweisem Aufbringen des Dammbodens ein seitliches Herausdrücken des weichen Untergrundes nicht zu befürchten ist, der Boden hat fast überall bei natürlichem Wassergehalt eine verhältnismäßig hohe Schubfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit. Es ist also zu erwarten, daß sein Wassergehalt sich sehr rasch der steigenden Belastung anpaßt, zumal die zwischengelagerten Sandschichten das Wasser verhältnismäßig schnell seitlich abführen werden. Der Boden wird also die nachgewiesene Schubfestigkeit nach der Belastungsänderung sehr bald erreichen. Nur an einer Stelle, an der unterlagernder Geschiebemergel für die Entwässerung wenig günstig ist, ist besondere Vorsicht geboten. Die Bauleitung hat sich, dem Vorschlage der Erdbauabteilung folgend, entschlossen, von dem Ersatz des weichen Bodens durch Sand abzusehen. Es konnte dadurch eine Ersparnis von mehreren 100 000 R.-M. erzielt werden. Die Kosten der Bodenuntersuchung und Berechnung sind damit verglichen verschwindend gering.

Weniger günstig waren die Untersuchungen für einen etwa 20 m tiefen und rd. 2 m langen Einschnitt, in dem eine mächtige Tonschicht von mehr oder weniger starken Schichten Geschiebemergel überlagert ist. Die günstigen Schubfestigkeitsverhältnisse des Geschiebemergels im oberen Teil der Böschung können nicht ausgenutzt werden, da der unterlagernde Ton für die Standfestigkeit der gesamten Böschung ausschlaggebend ist. Die Untersuchung des Bodens in den gewählten Abständen von rd. 500 m gibt bei dem starken Wechsel in der Struktur und der Zusammensetzung auch von Schichten gleichen geologischen Alters nur Anhaltspunkte für die etwa zu wählende Böschungsneigung. Trotzdem konnte eine dichtere Lage der Untersuchungstellen nicht gewählt werden, weil für die Behandlung einer größeren Probenzahl die Zeit fehlte. Es zeigte sich, daß bei Zugrundelegung der gefundenen Schubfestigkeitsbeiwerte eine so erhebliche Abflachung der entwurfsmäßigen Böschung erforderlich war, daß ein Mehraufwand von etwa 2 000 000 R.-M. entstanden wäre. Die Bauleitung und

die ihr übergeordneten Behörden hatten berechtigte Bedenken, eine solche Summe in dem Bau festzulegen, und entschlossen sich zu einer geringeren Böschungsabflachung unter der Annahme, daß die Kosten etwaiger kleiner Rutschungen insgesamt wahrscheinlich nicht die Höhe der Kosten der vorgeschlagenen Böschungsneigung erreichen werden. Ob diese Entscheidung richtig ist, wird die Zukunft lehren. Die sich durch lange Jahre hinziehenden Rutschungen bei Rosengarten zeigen jedenfalls, daß eine gewisse Vorsicht geboten ist.

Zwei weitere Aufgaben bezogen sich auf die Untersuchung von Spundwänden, bei denen die im Boden hinter bezw. vor ihnen stehenden Pfähle eine entlastende Rolle spielen. Im ersten Falle handelte es sich um eine

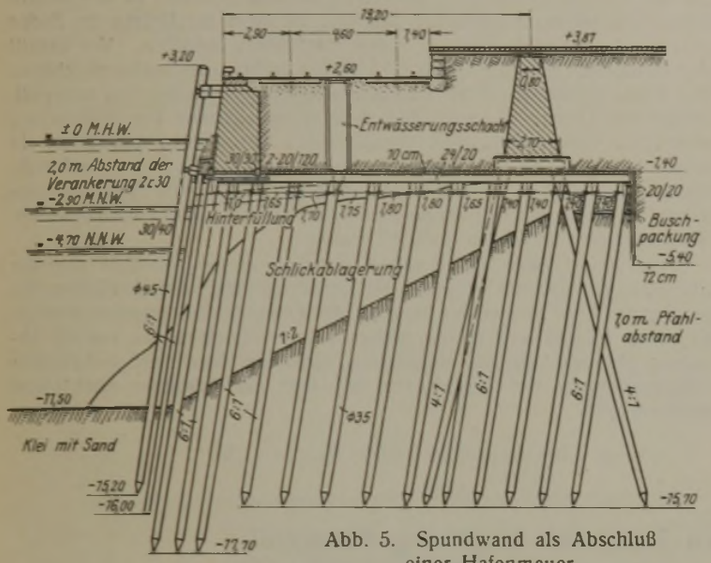


Abb. 5. Spundwand als Abschluß einer Hafenmauer.

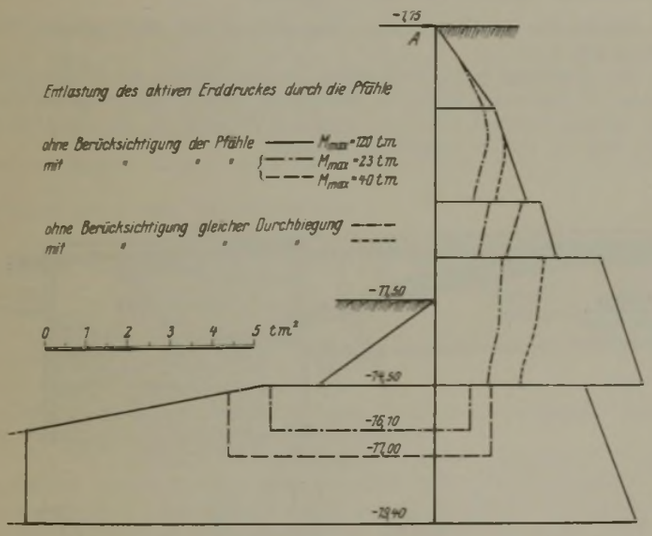


Abb. 6. Belastungsflächen für die Spundwand der Abb. 5.

vorhandene Kaimauer auf hohem Pfahlrost (Abb. 5), deren Verzimmerung etwa 9,75 m und deren Krone etwa 14 m über der Hafensohle liegt. Die wasserseitig offene Mauer soll auf ihre ganze Länge (rd. 1000 m) durch eine Larssenwand abgeschlossen werden, die mit Baggerboden zu hinterfüllen ist. Rammtiefe und Profil der Larssenwand waren zu bestimmen. Die in gewöhnlicher Weise mit den von der Abteilung ermittelten physikalischen Bodenwerten durchgeführte Berechnung ergab ein größtes Biegungsmoment von 120 tm und eine Rammtiefe von rd. 8 m. In Abb. 6 zeigen die äußeren Umgrenzungslinien die Belastungsflächen des aktiven und passiven Erddruckes für diesen Fall. Berücksichtigt man nun, daß der abgleitende Erdkeil von den Pfählen der Mauer gestützt wird, an denen er sich vorbeischieben muß, und zieht man ferner in Betracht, daß dieser Pfahldruck auf den Erdkörper den Druck des Bodens auf die Spundwand vermindert, so erhält man die in Abb. 6 dargestellte kleinste Belastungsfläche. Da aber die Druckverteilung auf die Pfähle und die Spundwand in erheblichem Maße von der Durchbiegung dieser Bauteile abhängt, so können im vorliegenden Falle die Pfähle nicht die ganze durch die Reibung des Bodens auf sie übertragene Last aufnehmen, sondern müssen bei größerer Durchbiegung einen Teil des Druckes an die erheblich steifere Spundwand abgeben. Diese hiernach ermittelte Druck-

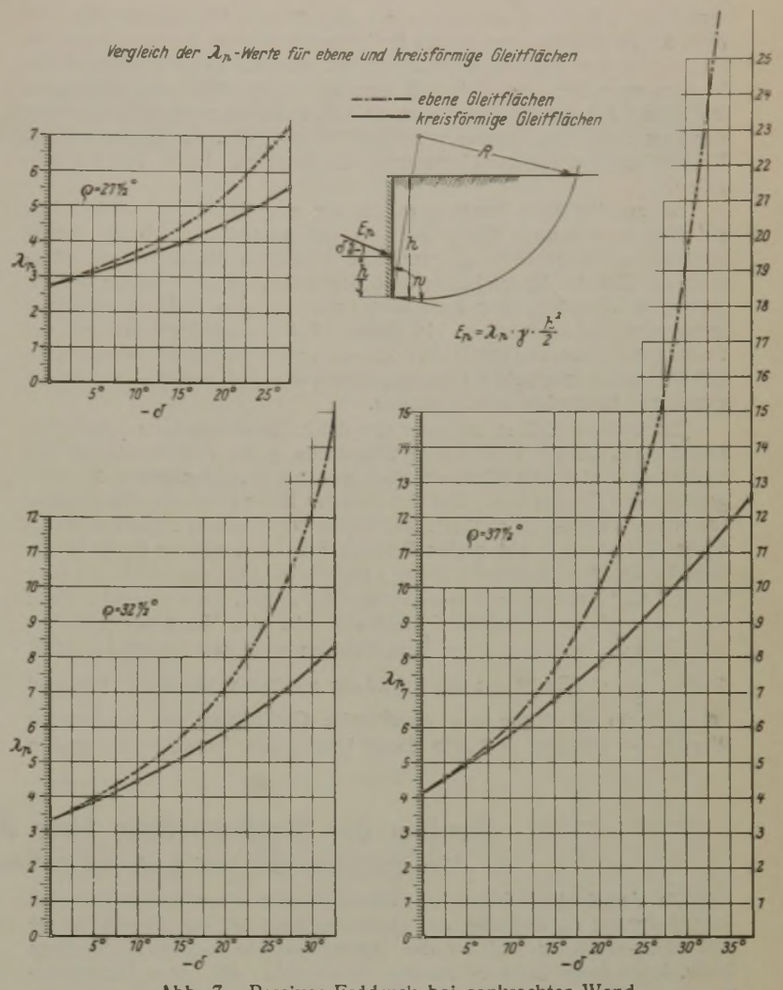


Abb. 7. Passiver Erddruck bei senkrechter Wand und wagerechtem Gelände.

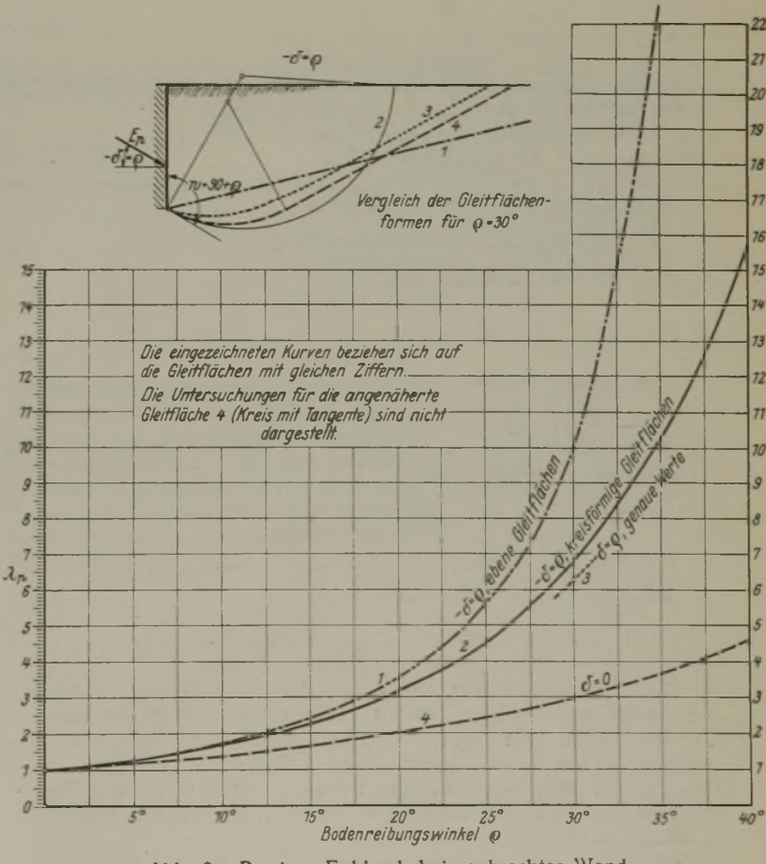


Abb. 8. Passiver Erddruck bei senkrechter Wand und wagerechtem Gelände für $-\delta=\varphi$.

verteilung auf die Spundwand zeigt die mittlere Begrenzungslinie von Abb. 6. Bei Anwendung dieses Rechnungsverfahrens ergibt sich für die Spundwand nur eine Beanspruchung von rd. 1600 kg/cm², während die Pfahlbeanspruchung mit 76 kg/cm² ebenfalls in zulässigen Grenzen bleibt. Bei dieser Art der Berechnung ergibt sich allein durch die Verringerung der Rammtiefe eine Ersparnis von rd. 200 000 R.-M., der gegenüber die Kosten der Bodenuntersuchung und der Rechnung kaum ins Gewicht fallen.

Im zweiten Falle handelte es sich um eine Spundwand hinter einer auf Pfählen stehenden Ufermauer. Es war festzustellen, ob die bereits vorhandene Mauer imstande war, eine erhebliche Mehrbelastung aufzunehmen. Die die Mauer hinten abschließende Spundwand mußte bei der geplanten Vertiefung der Hafensohle und bei den Bodenverhältnissen rechnungsmäßig nachgeben. In diesem Falle verstärkten die vor der Spundwand stehenden Pfähle der Mauer den Erdwiderstand erheblich, so daß bei der rechnerischen Berücksichtigung dieses Umstandes wesentlich günstigere Ergebnisse erzielt wurden.

Ein weiteres Gebiet, auf dem sich die Erdbauabteilung in letzter Zeit betätigt hat, ist die rechnerische Untersuchung des Erdwiderstandes bei negativen Werten des Wandwinkels δ und bei kreisförmigen und anders gekrümmten Gleitflächen. Die Tabellen für Erdwiderstände sind zumeist für ebene Gleitflächen ermittelt und liefern bei größerem negativen Wandwinkel δ, besonders bei großen Reibungswinkeln ϱ, viel zu große Werte. Abb. 7 zeigt für verschiedene Werte ϱ die Werte λ_p für wachsende negative Werte δ und für ebene und kreisförmige Gleitflächen bei senkrechter Wand und wagerechtem Gelände. λ_p bedeutet hier das Verhältnis zwischen dem passiven Erddruck oder Erdwiderstand und dem natürlichen Erddruck $\frac{\gamma \cdot h^2}{2}$. Es ist aus der Abbildung ersichtlich, wie der Unterschied der λ_p-Werte für ebene und kreisförmige Gleitflächen mit wachsenden Werten $-\delta$ zunimmt und wie dieser Unterschied besonders bei großen Werten ϱ erheblich werden kann. Abb. 8 zeigt die λ_p-Werte für ebene und kreisförmige Gleitflächen für einen Wandwinkel $-\delta = \varrho$. Man sieht, daß es zweckmäßig sein kann, etwa von $\varrho = 20°$ ab in Fällen, bei denen der negative Wandwinkel den Wert $0{,}5\,\varrho$ übersteigt, mit kreisförmigen Gleitflächen zu rechnen. Die kreisförmige Fläche ist nur eine Art der möglichen gekrümmten Gleitflächen, die wegen ihrer einfachen rechnerischen Behandlung meistens bevorzugt wird.[3]) Die Abteilung hat ein Verfahren durchgeführt, bei dem stückweise vorgehend eine gekrümmte Gleitfläche auf Grund der Beziehungen der Spannungsellipse konstruiert wird. Dieses Verfahren liefert λ_p-Werte, die etwa um 5 bis 10% kleiner sind als die mit kreisförmigen Gleitflächen erzielten Werte. Es ist bei bindigen Böden bei der Ermittlung des Erdwiderstandes Vorsicht geboten, da der passive Erdwiderstand einen Grenzfall darstellt, bei dem die Drücke im Boden in einer bestimmten Richtung ihren Höchstwert erreichen. Vor Eintritt der Bewegung sind die Drücke in diesen Richtungen bestimmt kleiner. Der Wassergehalt des Bodens ist nur diesen kleineren Drücken angepaßt. Steigt der Druck, so steigt die Schubfestigkeitsziffer des Bodens nur allmählich entsprechend dem abnehmenden Gehalt an Porenwasser. In dieser Übergangszeit hat der Boden also noch nicht seine volle Schubfestigkeit, und man tut daher gut, in diesem Falle mit einer kleineren Schubfestigkeitsziffer zu rechnen als der, die für den Zustand des natürlichen Wassergehaltes im Boden ermittelt wurde.

Die vorstehenden Zeilen sollen nur einen kurzen Überblick über die Einrichtungen und die Tätigkeit der Erdbauabteilung der Versuchsanstalt geben, die hier zum ersten Male an die Öffentlichkeit gegeben werden. Es würde hier zu weit führen, weiter auf die verschiedenen von der Abteilung gelösten Aufgaben einzugehen, zumal der demnächst erscheinende Tätigkeitsbericht der Anstalt für das Jahr 1927 darüber erschöpfend Auskunft gibt.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 14 u. 36.

Alle Rechte vorbehalten.

Neubau der Straßenbrücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll.

Von Oberbauamtmann **Karl Knab** und Regierungsbaumeister **Heinrich Hubinger**, Augsburg.

Die Verkehrsbedürfnisse der Neuzeit machten einen Ersatz der beiden Lechübergänge im Südosten der Stadt Augsburg für die Hauptbahnlinie München—Augsburg und für die Durchgangstraße Augsburg—München bezw. Regensburg durch Neubauten erforderlich. Die neue Hauptbahnbrücke wurde in den Jahren 1925/26 als eiserne zweigleisige Bogenbrücke mit Zugband ausgeführt.[1])

der Bahnbrücke in Gestalt einer Bogenbrücke mit obenliegender Fahrbahn ergeben.

Zur Erlangung von Vorentwürfen für den Neubau der Straßenbrücke wurde im Dezember 1926 ein öffentlicher Wettbewerb ausgeschrieben. Über dessen Ergebnis haben die gleichen Verfasser in der „Bautechnik" 1927, Heft 36 und 38, ausführlich berichtet.

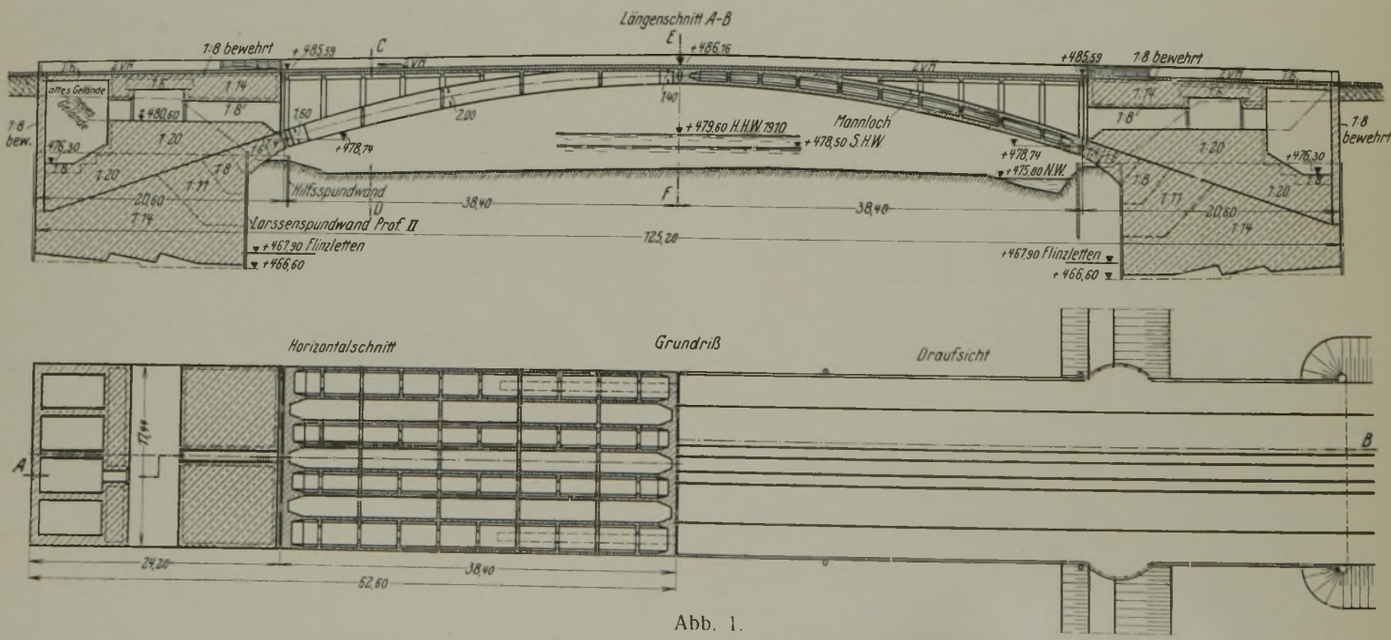


Abb. 1.

Die Nachbarschaft der Bahn- und der Straßenbrücke erforderte, den zeitlich nachfolgenden Neubau der Straßenbrücke in der äußeren Erscheinungsform auf den vorangegangenen Bahnbrückenbau abzustimmen. Als beste Lösung dieser Aufgabe hat sich vom baukünstlerischen Standpunkt aus die Schaffung eines wirksamen Gegensatzes zu den hoch über das Gelände ragenden mächtigen Bogenträgern

Auf der Grundlage des Wettbewerbes wurde unter den Preisträgern eine engere Ausschreibung veranstaltet. In den Bedingungen dieses beschränkten Wettbewerbes wurde die Bauaufgabe so eng umschrieben, daß die Entwürfe auf gleichen Grundlagen beruhten und in wirtschaftlicher Hinsicht in Vergleich gezogen werden konnten.

Zur Ausführung wurde der Entwurf der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung München, (Allgemeiner Entwurf und konstruktive Durchbildung Direktor O. Muy unter Mitarbeit von Oberingenieur R. Deininger) bestimmt.

[1]) Siehe „Die Bautechnik" 1926, Heft 20, S. 285. Weidmann, Die Lechbrücke bei Hochzoll.

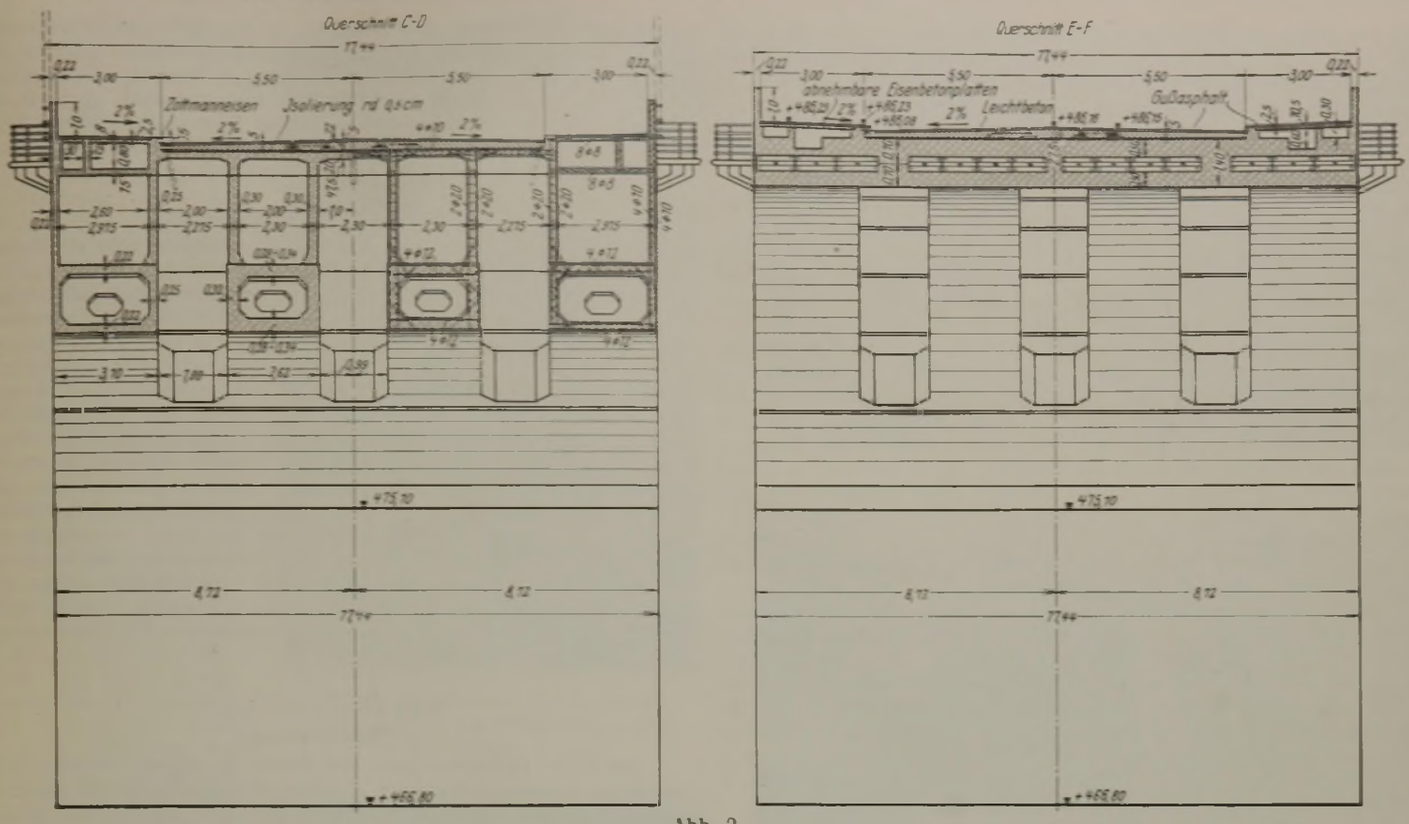


Abb. 2.

Der Bauentwurf.

I. Bogen.

Zur Überbrückung des in Niederwasserhöhe rd. 82 m breiten Lechbettes wird mit Rücksicht auf die Untergrundverhältnisse ein statisch bestimmtes System, ein Dreigelenkbogen in Eisenbetonbauweise gewählt (Abb. 1 u. 2). Durch Auskragung der beiden Widerlager auf eine Länge von rd. 3,6 m ist die Stützweite des Dreigelenkbogens auf 76,8 m ermäßigt. Der Pfeil des Bogens beträgt 6,45 m, das Pfeilverhältnis rd. $\frac{1}{12}$. Der Kühnheitsgrad der Brücke errechnet sich zu $\frac{l^2}{f} = 914$.

Um bei der großen Stützweite das Eigengewicht des Bogens und der Aufbauten möglichst gering zu halten, sind der Bogen und die Aufbauten weitgehend aufgelöst. Der Bogen ist in vier Einzelgewölbe aufgeteilt, zwei Gewölbe mit je 2,62 m Breite unter der 11 m breiten Fahrbahn, je ein Gewölbe mit 3,10 m Breite unter den beiderseitigen je 3 m breiten Fußgängerwegen. Die Gewölbe selbst sind in Kastenform mit schlaffer Bewehrung ausgebildet. Die Fahrbahntafel besteht aus kreuzweise bewehrten Platten zwischen Längs- und Querträgern und ist mit Säulen auf die Kastengewölbe abgestützt.

Der im deutschen Wölbbrückenbau erstmals ausgeführte Kastenquerschnitt besitzt geringes Eigengewicht, hohes Trägheitsmoment und große Steifigkeit. Besonderes Gewicht bei der konstruktiven Durchbildung der Brücke haben die Entwurfsbearbeiter auf eine einwandfreie zentrische Druckübertragung im Scheitel und an den Kämpfern und auf eine sorgfältige Querversteifung der Kastengewölbe gelegt.

Die Kastengewölbe bestehen aus einer oberen und unteren Druckplatte, die durch zwei lotrechte Seitenstege verbunden sind. In Abständen von rd. 3,5 m wird dieser Bauquerschnitt durch lotrechte Querwände (Querschotten) ausgesteift. Jede zweite dieser Querschotten läuft auf die ganze Brückenbreite durch und verbindet als Scheibenträger die vier Kastengewölbe untereinander, so daß ein Zusammenwirken der Kastenträger bei der Lastenübertragung gewährleistet ist. Der Innenraum der Kastengewölbe ist durch Mannlöcher in der oberen Druckplatte und durch bekriechbare Öffnungen in den Querschotten zugänglich gemacht. Im Scheitel und an den beiden Kämpfern sind die Innenwandungen des Kastenträgers allmählich zusammengezogen, um den aufgelösten Querschnitt in massive, auf die ganze Brückenbreite durchlaufende Druckhäupter (Gelenkträger) überzuführen.

Die Höhe der Kastengewölbe beträgt im Scheitel 1,40 m, in den Kämpfern 1,60 m, nach den Viertelpunkten zu schwillt sie auf 2 m an. Die Abmessungen der Kastenquerschnitte sind je nach den auf sie treffenden Lastenteilen verschieden.

Die Kastenträger unter der Fahrbahn haben Plattenstärken von 28 bis 34 cm bei 32 cm Stegstärke. Die Kastenträger unter den Gehwegen haben 22 cm starke Platten und 25 cm starke Stege; die Schrägen in den Fahrbahn- und Gehwegkastenträgern betragen 25/25 cm. Die Querschotten bezw. Scheibenträger der Kastengewölbe sind 25 cm stark.

In den Kastenquerschnitten tritt ausschließlich Druck auf; der Dreigelenkbogen ist also als reines Druckgewölbe konstruiert. Die Bogenform ist so festgelegt, daß die Bogenachse nur um einige Zentimeter von der Stützlinie für Eigengewicht abweicht und daß in jedem Querschnitt der Kastengewölbe die beiden größten Randspannungen einander gleich werden.

Da im Gewölbe nur Druck auftritt, ist die Längsbewehrung gering (rd. $^1/_3$ %), während der weitgehend aufgelöste Querschnitt eine starke Querbewehrung erfordert. In Abständen von 20 bis 25 cm sind die in den Druckplatten liegenden Rundeisen durch ein System von Bügeln verbunden. Insgesamt ist im Bogen eine Bewehrung mit 170 t Rundeisen vorgesehen.

Als Verkehrslasten wurden die Belastungsvorschriften der Deutschen Industrienorm (DIN) Nr. 1072 für Straßenbrücken 1. Klasse zugrunde gelegt. Für die Fahrbahnkonstruktion waren den gesetzlichen Bestimmungen entsprechend als zulässige Beanspruchungen $\sigma_b = 35$ bis 45 kg/cm² und $\sigma_e = 1000$ kg/cm² und für den Bogen gemäß der Würfelprobe $\sigma_b = 80$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² maßgebend.

Die größte in den Kastengewölben auftretende Betondruckspannung beträgt 75 kg/cm².

Als Gelenke dienen Stahlgußwälzgelenke, die durch Abscherdollen und seitliche Nasen gegen Abrutschen gesichert sind. Für die beiden Gewölbe unter der Fahrbahn sind im Scheitel acht Gelenke mit 40/98 cm Grundfläche, in den Kämpfern ebenfalls acht Gelenke mit 40/105 cm Grundfläche vorgesehen; für die beiden äußeren Gewölbe im Scheitel je drei Gelenke mit 40/115 und in den Kämpfern vier Gelenke mit 40/90 cm Grundfläche. Die Plattenstärke aller Gelenke beträgt 10 cm. Die Pressung des Betons hinter den Gelenken erreicht den Wert von 100 kg/cm² (Teilflächenbelastung). Die Biegungsbeanspruchung der Platten ist $\sigma = 1200$ kg/cm². Die Abscherdollen haben 40 mm ⌀. Die Kämpfergelenke liegen so hoch, daß sie vom gewöhnlichem HW nicht erreicht werden und nur ins HHW eintauchen. Das Eintauchen der Kämpfer in den Hochwasserquerschnitt verursacht bei HHW einen Aufstau von 30 cm und durfte ohne Bedenken zugelassen werden.

II. Fahrbahnkonstruktion.

Die Fahrbahn ist vierspurig vorgesehen und in Rücksicht auf die Überführung eines Doppelgleises der städtischen Straßenbahn mit 11 m Breite festgesetzt worden. Die beiderseitigen Fußwege haben je 3 m nutzbare Breite. Als Belag der Fahrbahn dient eine Gußasphaltdecke mit 5 cm Stärke, auf den Gehsteigen eine solche von 2,5 cm Stärke. Die

180 mm hohen Schienen der städtischen Straßenbahn zwingen dazu, auf der als Auflager dienenden Eisenbetonplattenbalkendecke eine verhältnismäßig hohe Ausgleichschicht aufzubringen. Die Ausgleichschicht ist in Leichtbeton unter Verwendung von Schlacken vorgesehen.

Die Fahrbahn erhält in der Richtung der Brückenachse ein dachförmiges Längsgefälle von 2% und ein gleich großes beiderseitiges Quergefälle. Der Scheitel der Brückenfahrbahn ist nach den beiden Widerlagern zu mit einem Kreisbogen von 1000 m Halbmesser ausgerundet.

Die Fahrbahnplatte im Bereich des Bogens ist auf Längs- und Querträgern aufgelagert. In der Querrichtung läuft die Platte über fünf Felder mit 2,30 m Spannweite, in der Längsrichtung über sechs Felder mit 3,84 m Spannweite. Die Platte ist 18,5 cm stark und wird kreuzweise bewehrt.

Im Bogenscheitel fällt die Fahrbahnkonstruktion mit den Druckhäuptern bezw. mit den oberen Druckplatten der Kastengewölbe zusammen. Gegen die Kämpfer zu wird die Fahrbahnkonstruktion mit Säulen auf die Kastengewölbe abgestützt. Die Fahrbahnsäulen sind über den Querschotten der Kastenträger angeordnet. Nächst den Kämpfern werden die Fahrbahnsäulen zur Abminderung der Knicklänge in halber Höhe gegenseitig abgesteift und mit schrägen Zwischenstützen bockartig abgestützt.

Im aufgelösten Teil der Widerlager wird die Fahrbahnplatte über vier Felder gespannt, zwei Endfelder mit je 3,90 m und zwei Mittelfelder mit je 4,03 m Spannweite.

Die Versorgungsleitungen (Gas, Wasser, Stark- und Schwachstrom) sind unter den Gehsteigen in ausgesparten Kanälen mit einer Abdeckung durch abnehmbare Gehwegplatten untergebracht. Die Ausbildung der durchlaufenden Druckhäupter im Scheitel erschwert die Führung der Versorgungsleitungen. Um die erforderliche Mindestlichthöhe für die Rohrkanäle zu gewinnen, mußte bei der geringen zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe im Bogenscheitel eine Kröpfung des Querschnittes in den Druckhäuptern und in den anschließenden Kastenquerschnitten in Kauf genommen werden.

III. Widerlager.

Der Schub infolge der ständigen Lasten beträgt 4880 t, der größte Schub infolge der Verkehrslasten 1010 t. Zur Übertragung auf den Baugrund dienen die beiden mächtigen Widerlager mit 20,6 m Länge in der Bodenfuge und einer Gesamtbetonmasse von je 6000 m³. Die Gründung der Widerlager ist in einer Tiefe von rd. 9 m unter der Flußsohle auf festgelagertem Flinzletten vorgesehen. Die Pressung des Untergrundes in der Bodenfuge beträgt im Höchstfalle 5 kg/cm². Der Neigungswinkel der ungünstigsten Endresultierenden in der Bodenfuge zum Lot beträgt bei Berücksichtigung vollen Auftriebes bis auf Niederwasserhöhe 20 °.

In den Widerlagern sind Auflasten in Magerbeton angeordnet, um das zur Standfestigkeit der Brücke erforderliche Gewicht zu erzielen. Für spätere Uferstraßen sind Durchfahrtöffnungen in den Widerlagern ausgespart. Die Landanschlüsse der Widerlager sind aufgelöst und gegen die Hinterfüllung mit einer bewehrten, bis zur Fahrbahnkonstruktion hochgeführten Rückwand abgeschlossen. Die Kämpfergelenke sind durch Gänge von den Uferstraßenunterführungen aus zugänglich gemacht.

IV. Architektonische Ausgestaltung.

Die Sichtflächen des Gewölbes und der Aufbauten sind geschlossen ausgeführt und liegen mit den Brüstungsgeländern in einer Ebene ohne Gesimse oder sonstige Schmuckformen, so daß nach außen große, ruhige Flächen sichtbar sind (Abb. 3 u. 4). Bei der Untersicht des Gewölbes wird die aufgelöste Konstruktion gezeigt. Über den Kämpfergelenken sind leichte bogenförmige Kanzeln mit Eisengeländern angeordnet. Die Kanzeln machen durch die Unterbrechung der Brüstungsgeländer die Höhenlage der Gehwege sichtbar und geben guten Anhalt für die maßstäbliche Beurteilung des Bauwerkes. Die Oberleitung der städtischen Straßenbahn und die Beleuchtungskörper werden von leichten eisernen Gitterwerkträgern, die an den Stirnwänden des Bogens befestigt sind und nur wenig in Erscheinung treten, getragen. Durch die starke Betonung der Widerlager in der Ansicht der Brücke wird die Schlankheit des Bogens besonders gehoben. Das Anschwellen in den Viertelpunkten, das namentlich bei unbewehrten Dreigelenkbogen unschöne Bogenformen ergibt, tritt nicht in Erscheinung, da der Bogen und die Stirnwände in einer Ebene liegen. Die baukünstlerische Ausbildung stammt von Prof. Bonatz von der Technischen Hochschule Stuttgart.

Bauausführung.

I. Baueinleitung.

Die hohen Beanspruchungen des Betons im Bogen erforderten eine sorgfältige Auswahl der Baustoffe. Eingehende Versuche am Bautechnischen Laboratorium der Technischen Hochschule München ergaben, daß der mit Schwimmbagger im freien Lech bei Kissing gewonnene Rundkiessand sich für die plastische Betonbereitung am besten eignet. Da die Kornzusammensetzung je nach Lagerung der Kiesbänke in weiten Grenzen schwankte, wurde die Lieferung des Kiessandes zur Baustelle getrennt nach Körnungen und die Zusammensetzung der Körnungen nach bestimmten Raumteilen (60% Naturriesel 5 bis 25 mm und 40% Sand 0 bis 5 mm) dem Unternehmer zur Pflicht gemacht. Zur Betonbereitung für den Bogen wurde dem Unternehmer die ausschließliche Verwendung von Dyckerhoff-Doppelzement vorgeschrieben. Die Überwachung der Betonarbeiten wurde nach den vorläufigen Leitsätzen für die Baukontrolle im Eisenbetonbau, herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein im Oktober 1927[2]), durch eine ständige örtliche Bauaufsicht ausgeübt.

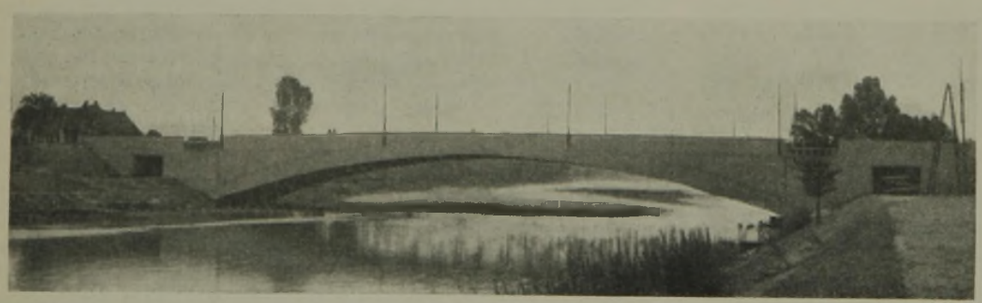


Abb. 3. Ansicht der Brücke von unterstrom.

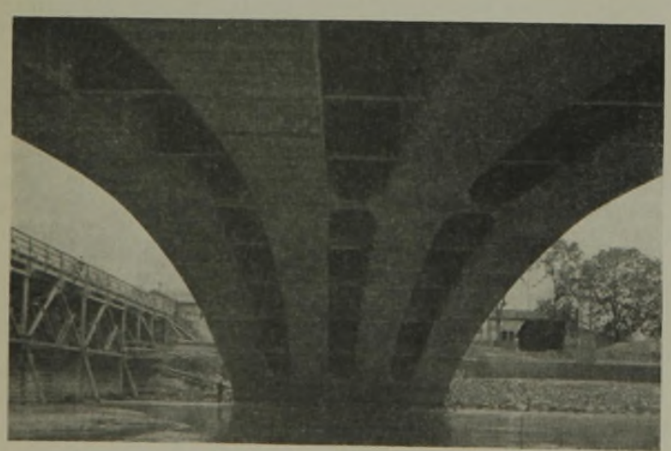


Abb. 4. Untersicht der Brücke.

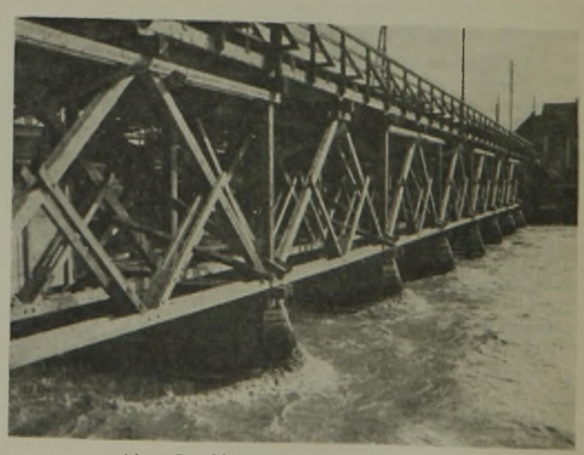


Abb. 5. Notbrücke von oberstrom.

Für die übrigen Bauwerkteile erschien die Verwendung von Kiessand aus dem Flußbett nächst der Baustelle zur Betonbereitung ausreichend.

Die Achse der neuen Straßenbrücke fällt in den Bereich der alten Brücke. Zunächst wurde zur Aufrechterhaltung des Verkehrs auf die

[2]) In zweiter Ausgabe erschienen Oktober 1928.

Dauer des Brückenneubaues eine Verschiebung der alten Brücke und Verwendung als Notbrücke ins Auge gefaßt. Nach übereinstimmendem Urteil der Eisenfachleute hätte eine Verschiebung der alten Bogenbrücke mit untenliegender Fahrbahn (81,6 m Stützweite) eine Unterbrechung des Verkehrs auf mehrere Tage erfordert. Da zur Verkehrsumleitung im Stadtgebiet nur ein ohnehin schon überlasteter Lechübergang in Lechhausen zur Verfügung stand, wurde der Bau einer eigenen hölzernen Notbrücke oberhalb der neuen Brücke beschlossen.

Die hölzerne Notbrücke (Gesamtlänge 118,5 m, 5 m Fahrbahnbreite, zwei Gehwege von je 1 m) besitzt acht Fluß- und sieben Landjoche und einen sprengwerkartigen Fachwerküberbau (Abb. 5). Die Flußjoche in Abständen von 11,35 m sind als Doppeljoche mit acht senkrechten und zwei Strebepfählen ausgebildet.

Nach der Umleitung des Verkehrs auf die Notbrücke mußte die alte Straßenbrücke dem Brückenneubau Platz machen. Der Bestand der alten Brücke wurde dazu verwertet, von der Fahrbahn aus das Untergerüst des späteren Lehrgerüstes — soweit es in den Bereich der alten Straßenbrücke zu liegen kam — zu schlagen; das Untergerüst diente als Arbeitsgerüst für den Abbruch der alten Straßenbrücke.

Der Unternehmer wurde im Bauvertrag verpflichtet, die Widerlager und den Bogen der neuen Brücke bis zum Beginn der hochwassergefährlichen Zeit im Frühjahr fertigzustellen, da der Bestand des Lehrgerüstes infolge der starken Verbauung des Lechbettes durch ein großes Hochwasser gefährdet erschien. Es galt daher, innerhalb der zur Verfügung stehenden neunmonatigen Bauzeit (September 1927 bis Mai 1928) den Bau der Widerlager möglichst zu fördern, um kurz nach der Frostperiode mit dem Bogen beginnen zu können.

Abb. 6. Larssendiele, die das Betonfundament des alten Widerlagers nicht zu durchdringen vermag.

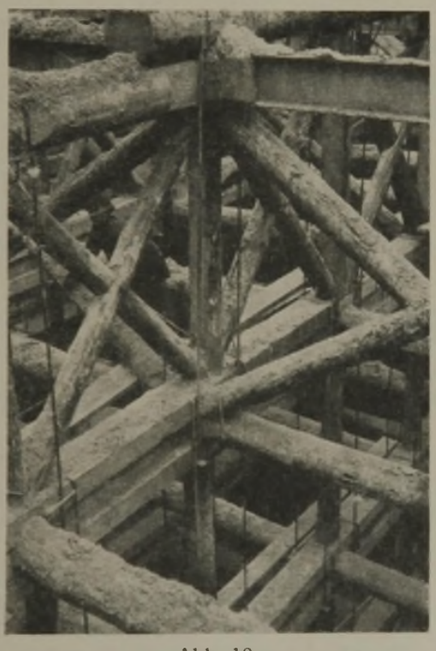


Abb. 10.
Knotenpunkt der Baugrubenaussteifung.

Abb. 7. Baugrube mit altem Widerlager.

Abb. 8. Baugrubenaussteifung.
Der Arbeitsraum wird nur durch die drei Zwischenstützen unterbrochen.

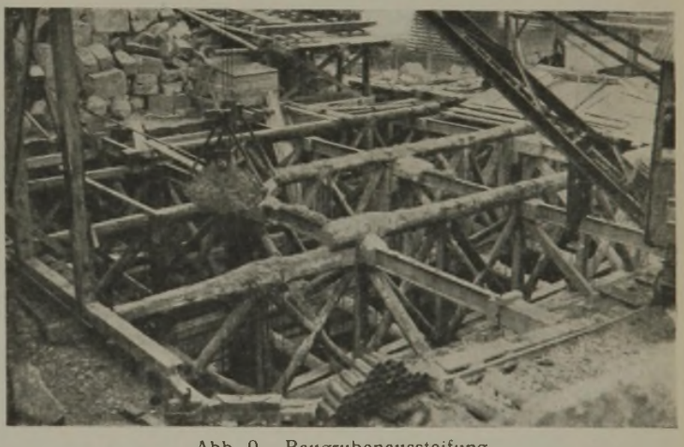


Abb. 9. Baugrubenaussteifung.
Draufsicht.

II. Bau der Widerlager.

Da durch die vorausgegangenen behördlichen Bohrungen tragfähiger Baugrund in Form von wasserundurchlässigem Flinzletten von großer Mächtigkeit 9 m unter NN festgestellt war, kam für den Bau der Widerlager nur eine Gründung in offener Baugrube mit Wasserhaltung in Frage.

Die beiden Widerlager wurden zeitlich nacheinander hergestellt. Der Abtrag über und zwischen den Spundwänden wurde zum größten Teil durch einen Vierseilgreifer mit 0,75 m³ Korbinhalt ausgeführt. Zum Rammen der Larssenspundwände Profil II diente eine Dampframme neuester Bauart der Fa. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Hamburg, Größe 16, mit einem Bärgewicht von 2000 kg. Die Rammleistungen mit durchschnittlich 1,8 m²/h bewegten sich in den Grenzen für mittelschweren Rammboden. Es zeigte sich, daß bei den großen Rammlängen bis zu 10,80 m und dem zum größten Teil aus Sand und Kies bestehenden Untergrund an Stelle des Profils II besser ein stärkeres Profil gewählt worden wäre (Abb. 6). Teilweises Aussprengen aus den Schlössern und Aufrollen von Spunddielen konnte jedoch ganz vermieden werden, sobald an Stelle der normalen Dielen (Flußstahl mit 37/44 kg/mm² Festigkeit) hochwertige Dielen aus Hartstahl mit 50/60 kg/mm² Festigkeit eingebaut wurden.

Die ungewöhnlich großen Abmessungen der Baugrube für die beiden Widerlager mit 20,5 m Länge, 17,5 m Breite und rd. 10 m Tiefe erforderten eine besonders sorgfältige Baugrubenaussteifung, zumal von der nahegelegenen Notbrückenrampe her eine nicht erhebliche einseitige Belastung aufgenommen werden mußte (Abb. 7 bis 10). Der Leitgedanke beim Entwurf der Baugrubenauszimmerung war, bei möglichst großer Sicherheit für den Bestand der Baugrube möglichst ungehinderten Arbeitsraum für den Aushub und die Betonierung zu schaffen. Die Aussteifung wurde dem fortschreitenden Aushub zwischen den Spundwänden entsprechend in drei Höhen vorgenommen und so ausgebildet, daß sie einzeln ausgebaut und im zweiten Widerlager wieder verwendet werden konnte. Zur Aufnahme des Erd-

Abb. 11. Betonanlage.

druckes gegen den Spundwandkasten dienten drei wagerechte Fachwerkrahmen, deren Abstand sich von oben nach unten entsprechend dem zunehmenden Erddruck verkleinerte. Die Aussteifung der Rahmen, bei denen besonderes Gewicht auf die steife Eckausbildung gelegt wurde, war von Wand zu Wand bei den großen Abmessungen nicht möglich. Es wurden deshalb in der Längsachse der Baugrube drei Zwischenstützpunkte geschaffen, indem nach der Umspundung der Baugruben noch vor dem Beginn des Aushubes drei starke Kastenträger gerammt wurden. Der oberste Rahmen der Baugrubenaussteifung wurde am Kopf des Spundwandkastens fest verankert, so daß ein Abheben unmöglich war. Die unteren Gesperre konnten eine Bewegung nach oben nicht ausführen,

Abb. 12. Bewehrung des Kragarmes.

da sie sich durch Rundholzstempel gegen den obersten Rahmen stemmten, während nach unten Zuganker eine Veränderung der Lage ausschlossen. Die Standfestigkeit der ganzen Aussteifung wurde noch wesentlich dadurch erhöht, daß zwischen dem ersten und zweiten Kranz je drei Fachwerkbinder in der Längs- und Querrichtung der Baugrube ausgebildet waren.

Zur Aussteifung einer Baugrube waren 170 m³ Rund- und Kantholz sowie 35 t Eisen erforderlich. (Schluß folgt.)

Die Regulierung des Talweges in einem kanalartig ausgebauten Flußbette mit beweglicher Sohle.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. **Eduard Faber,** Ministerialrat a. D. in München.

„Die Bautechnik" 1928 enthält in Heft 30 u. 31 eine Abhandlung von W. Soldan: „Die gleichwertigen Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis Basel". Sie erstreckt sich auf eine Reihe von Fragen, die für die stark gekürzten, kanalartig ausgebauten Flußbetten, zu denen der Oberrhein an erster Stelle zählt, eine verschiedenartige Erklärung gefunden haben und die für die Regulierung des Talweges entsprechender Wasserführung ein regelmäßiger Verkehr der Schiffahrt unmöglich ist. Die Abhilfe für diesen Mißstand lehren die Flüsse selbst. So kommt es an der oberen bayerischen Donau häufiger vor, daß zwischen geraden oder schwach gekrümmten Flußstrecken S-förmig gewundene Strecken bestehen, die aus Gründen rein örtlicher Natur von der Begradigung verschont geblieben sind und in denen ein gut ausgebildeter

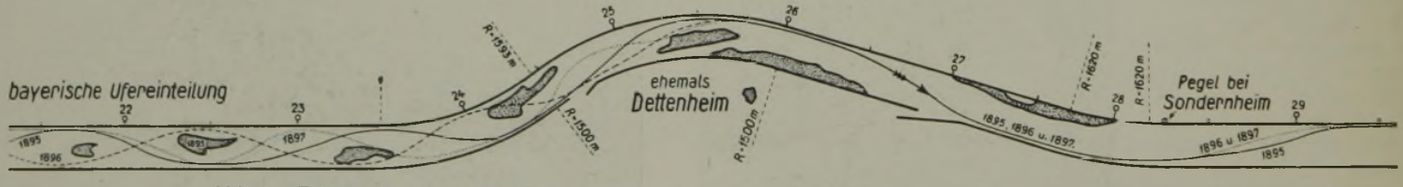


Abb. 1. Talweg des Rheins bei Dettenheim im September 1895, Dezember 1896 und November 1897 samt den Geschiebebänken am 25. September 1895 bei 2,65 m a. P. Sondernheim, nach Aufnahme des Flußbauamtes Speyer.

in einem solchen Bette von allgemeiner Bedeutung sind. Der Anregung durch die vorgenannte Abhandlung folgend, möchte ich nach meinen, am Oberrhein und an den südbayerischen Flüssen unmittelbar selbst gewonnenen Erfahrungen mithelfen, die Grundsätze für eine gute bauliche Behandlung geschiebeführender Flüsse zu gewinnen.

Die Bauten zur Festlegung eines kanalartigen Flußbettes sind einfacher Art: Uferdeckwerke und Parallelbauten. Da die Uferbauten im vorigen Jahrhundert ausschließlich dem Uferschutz zu dienen hatten, so wurde deren Böschungsanlage so steil angelegt, als es die Standsicherheit der Bauten erforderte. Buhnen kamen vor der planmäßigen, im vorigen Jahrhundert begonnenen Verbesserung der verwilderten süddeutschen Flüsse vielfach zur Anwendung. Da sie jedoch infolge mangelnder Erfahrung den Stromanfällen schroff entgegengestellt wurden und somit eine glotzige Form erhielten, so verursachten sie tiefe Auskolkungen. Die Buhnen wurden deshalb nach und nach aufgegeben und kamen nur noch zum Anschluß eines Parallelbaues an das feste Ufer zur Ausführung. Ein derartiges Bauwerk bezeichnete man als „Flügelbuhne". Zur Umformung der Bettsohle wurden nur Grundschwellen angewendet und nur zu dem Zwecke, die Bausohle für einen künftigen Parallelbau zu erhöhen.

In den kanalartigen Flußbetten findet der Stromstrich keine dauernde Leitung. Mit überraschender Regelmäßigkeit pendelt er in Abhängigkeit von der Wasserführung zwischen den steilen und gestreckten Ufern. Infolge der Unstetigkeit des Stromstriches befindet sich das leicht bewegliche Bett derart in fortdauernder Umwälzung, daß trotz Talweg vorhanden ist. Derartige Einschaltungen beeinflussen den Gang der Geschiebebewegung nicht, wohl aber die Form der Flußsohle. Auch am Oberrhein findet sich bei Dettenheim-Sondernheim eine S-förmig gewundene Stromstrecke zwischen gerade verlaufenden Strecken. Diese Stromwindung ist vor der 1907 begonnenen Rheinregulierung durch die Auflösung der aus einer geraden Strecke herkommenden Geschiebebänke und also durch den Abschluß einer langen Strecke mit scheinbar regelmäßig wandernden Bänken besonders auffallend in die Erscheinung getreten[1]). (Vergl. Abb. 1).[2]) Das Verhalten derartiger Flußstrecken läßt die Grundbedingung für einen guten Talweg erkennen: Dem Stromstriche ist eine derart gewundene Richtung zu geben, daß er bei allen Wasserständen den einbuchtenden Ufern folgt. Der Stromstrich zeigt dann nur die vom Wechsel der Wasserstände beeinflußten Schwankungen.

Im allgemeinen sei gegenüber den immer wieder neu auftauchenden Lehrsätzen und Darstellungen über die Wanderung der Geschiebebänke noch folgendes hervorgehoben: Aufmerksames Beobachten und vergleichendes Studium der verschiedenartig baulich behandelten und ausgebildeten Flußstrecken führen zu der Erkenntnis, daß das Verhalten des

[1]) Vergl. meinen Hinweis auf die Stromwindung bei Dettenheim auf S. 426 r. Sp. der Deutschen Bauzeitung 1887.

[2]) Abb. 1, 2 u. 3 sind entnommen aus meinem Aufsatze: „Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung". „Die Bautechnik" 1925, Heft 29, S. 398 bis 401.

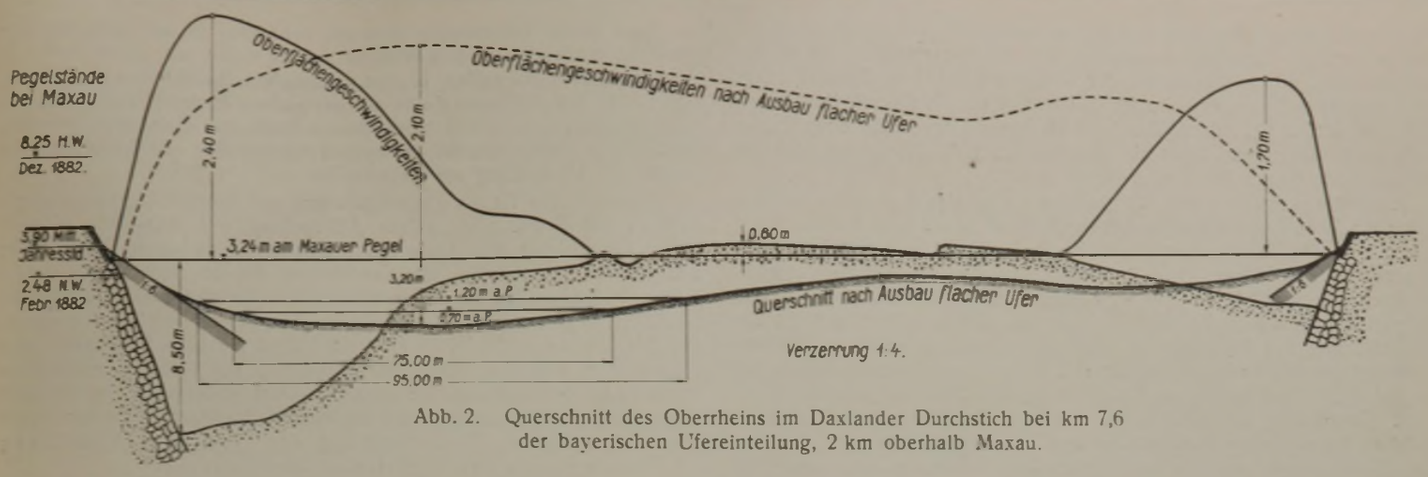


Abb. 2. Querschnitt des Oberrheins im Daxlander Durchstich bei km 7,6 der bayerischen Ufereinteilung, 2 km oberhalb Maxau.

Stromstriches von der Grundrißform des Flusses und von der Wasserführung abhängig ist und daß Form und Umbildung einer beweglichen Flußsohle durch die jeweilige Lage des Stromstriches beherrscht wird.[3])

An eine Festlegung des Stromstriches und damit auch des Talweges in dem vorgedachten Sinne konnte mit Rücksicht auf die Kosten vollwandiger Bauten nur unter ausgiebiger Verwendung buhnenartiger Einbauten gedacht werden. Jedoch mußte die Möglichkeit einer wirtschaftlichen Anlage und Erhaltung von Buhnen als selbständig wirkende Baukörper in den kanalartigen Flußbetten, die zwischen hohen, zumeist über Mittelwasser gelegenen Ufern eingespannt sind, erst erprobt werden. Dazu ergab sich bei den mir zur Ausführung übertragenen Flußbauten am Oberrhein bei Germersheim und am Inn im Bauamtsbezirk Rosenheim genügende Gelegenheit. Ich stellte ausgedehnte bauliche Versuche zu dem Zwecke an, die Auswirkung des Flusses gegenüber der jeweiligen Bauanlage zu beobachten, die Leistungsfähigkeit der auf den im Strome verankerten Senkfaschinenschiffen beschäftigten Mannschaften zu prüfen und danach die Bauweise zu verbessern. Es ergab sich die Möglichkeit, auch bei großer Wassertiefe und starker Strömung Grundschwellen sowie die zur Bauabdeckung notwendigen Senkstücke planmäßig einzuwerfen und bei einem die große Beweglichkeit des Bettes berücksichtigenden Bauvorgange flach geböschte, vollwandige Ufer sowie flach abfallende Buhnen mit entsprechenden Kosten herzustellen und zu erhalten.

Wie sehr meine auf Versuche gegründete Bauweise dem am Oberrhein üblichen Verfahren widersprach, erhellt beispielsweise daraus, daß sich 1881 der spätere badische Oberbaudirektor Honsell gelegentlich einer Besichtigung des aus einer Flügelbuhne bestehenden Baues nächst oberhalb der Einmündung in den Lingenfelder Altrhein bei Germersheim angesichts der außergewöhnlichen Stromverhältnisse äußerte: „Ich hätte nicht den Mut, einen solchen Bau auszuführen". Jedenfalls konnte er sich überzeugen, wie leicht die Vorgänge auch in einem so großen Strome wie dem Oberrhein bei entsprechender Bauweise zu beherrschen sind.[4])

Gelegentlich meiner baulichen Versuche beobachtete ich auch die Einwirkung der Uferbauten je nach Böschungsanlage auf das Verhalten der Flußsohle. In jeder Kolkstrecke, zu deren Ufer die aus dem Übergange kommende Strömung anfällt und von dem aus sie unter Stauwirkung in ihrer Richtung abgelenkt wird, findet sich die größte Tiefe in den einzelnen dreieckförmigen Kolkquerschnitten hart am Fuße der steilen Uferböschung. Mit der zunehmenden Verflachung der Ufer über eine zweimalige Böschung hinaus konnte ich die bekannte Erscheinung wahrnehmen, daß sich ein schalenförmiger Anschluß der beweglichen Sohle an das flacher geböschte Ufer ausbildet. Infolgedessen rückt auch der Ort der größten Tiefe von dem festen Ufer ab, und zugleich vermindert sich das Maß dieser Tiefe. Je flacher das Ufer längs einer Kolkstrecke abgeböscht ist, desto mehr wird die Stoßkraft des unter dem Einflusse der Stauwirkung über die Böschung hinabfließenden Wassers in seiner kolkenden Wirkung auf die Bettsohle abgeschwächt. Die wissenschaftliche Begründung dieses Vorganges geht auf die Studien von Professor Möller zurück.[5])

Die kanalartig ausgebauten Flußstrecken haben infolge der mit zahlreichen Durchstichen vorgenommenen Laufkürzungen eine bedeutende Einbuße an Schiffbarkeit erlitten. Diese Einbuße kann selbstverständlich durch Einbauten in das gekürzte Flußbett nur zum Teil zurückgewonnen werden. Eine Bauweise aber, durch die das erreichbare Maß einer Verbesserung des Talweges zu erzielen ist, kann nur durch bauliche Versuche in dem zu behandelnden Flusse ermittelt werden, durch Versuche, die die Eigenschaften des Flusses und namentlich seine Krankheitserscheinungen infolge der Verkrüppelung des gekürzten Talweges erkennen lassen. Ebenso wäre es Sache des Versuches, den Wert der Einschaltung S-förmig gewundener Flußstrecken an geeigneten Orten, wie beispielsweise an den Überschneidungsstellen der Altwasserrinnen durch den bestehenden Flußlauf, zu prüfen. Neben dem Vorteil einer Verbesserung der Wasserstraße erleichtert eine derartige Einschaltung die Festlegung des Stromstriches in der flußabwärts unmittelbar anstoßenden Strecke.[6]) Auch daran wäre zu denken, stark eingetiefte und deshalb verengte Flußstrecken, wie eine solche beispielsweise im Rhein oberhalb Breisach besteht, dadurch zu verbessern, daß die Scheitelpunkte der Linienführung für die regulierte Flußstrecke sooft und soweit als zweckdienlich und ausführbar in das bestehende Ufer hinein verlegt werden. Damit könnte neben einer wesentlichen Verbesserung der Wasserstraße das Flußbett verbreitert und der Wasserabfluß gehemmt werden. Die vorbezeichneten Maßnahmen gehen sonach darauf hinaus, die in den gekürzten Flußstrecken für die Schiffahrt bestehenden Nachteile abzumindern.

Die beiden Forderungen — Festlegung des Talweges und möglichster Rückgewinn an Schiffbarkeit — stimmen überein mit dem Grundsatze, den ich in der Deutschen Bauzeitung 1885, S. 355, r. Sp., nach meinen Versuchen am Oberrhein aufgestellt habe: „Die Lösung der Aufgabe besteht darin, daß durch Einbauten dem Strome die Möglichkeit abnormer Tiefenbildung genommen und daß er damit zu einer regelmäßigen Bewegung des Wassers und der Geschiebe veranlaßt wird". Sonach sind die dreieckförmigen Querschnitte in den Kolkstrecken möglichst auszugleichen, um eine Abnahme der Wassergeschwindigkeit zu erzielen, hauptsächlich aber deshalb, um den für die Schiffahrt nutzbaren Teil des Talweges zu verbreitern und also dem Verkehr eine möglichst große Bewegungsfreiheit zu verschaffen. Damit ergibt sich dann auch für die Linienführung im Regulierungsentwurf zur Bestimmung der Flußübergänge eine größere Freiheit.

Die Verflachung der steilen Ufer in den Kolkstrecken zur Ausgleichung der dreieckförmigen Querschnitte geschieht durch Einbauten, die am besten von der Höhe des Niederwassers aus flach abfallen, seien dies vollwandige Uferbauten oder Buhnen. Sache des Versuches wäre es, eine zweckmäßige, von oben nach unten zunehmende Verflachung der Einbauten zu bestimmen und zugleich diesen Abfall derart einzurichten, daß der Stromstrich eine entsprechend gewundene Richtung annimmt. Änderungen in den regulierten Querschnitten, die sich allenfalls infolge einer Änderung in der Höhenlage des Flußbettes als notwendig erwiesen, könnten bei der vorgeschlagenen Bauweise leicht vorgenommen werden.

Die von der Regulierung zu erhoffende Leistungsfähigkeit des Talweges in einer Kolkstrecke ist aus Querschnitten zu bestimmen, die sich durch die versuchsweise ermittelten Einbauten zur Ausgleichung der dreieckförmigen Kolkquerschnitte ergeben. Der Ausbau der schalenförmigen Querschnitte in den Übergängen bietet keine Schwierigkeit.

[3]) Faber: „Form und Umbildung einer beweglichen Flußsohle in Abhängigkeit von dem Ausbau der Ufer und den Schwankungen der Wasserführung". „Deutsche Wasserwirtschaft" 1928, Heft 4 vom 20. April.

[4]) Faber: „Denkschrift über die Verbesserung der Schiffbarkeit der bayerischen Donau". Verlag von R. Oldenbourg. München 1905. S. 60 bis 66 und Blatt VII.

[5]) Möller: „Studien über die Bewegung des Wassers in Flüssen mit Bezug auf die Ausbildung des Flußprofils". Zeitschrift für Bauwesen 1883. — „Das Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule in Braunschweig". S. 65 bis 78 im Buche „Die Wasserbaulaboratorien Europas". 1926.

[6]) Vergl. „Die Ausbildung des Flußbettes der Donau im Karolinenkanal unterhalb Lauingen" auf S. 19 meiner „Studien über die Verbesserung der Schiffbarkeit der Donau von Kelheim bis Ulm". Berlin-Grunewald 1903. Verlag von A. Troschel. Mit 3 Tafeln.

Somit wird das neue Flußbett eine den natürlichen Verhältnissen genügend nahe kommende Begrenzung erhalten und der Wasserabfluß ein gleichmäßiger sein. Einen Querschnitt der vorgedachten Art im Scheitelpunkte des regulierten Talweges habe ich auf S. 424 der Deutschen Bauzeitung 1887 dargestellt. Späterhin behandelte ich diesen Gegenstand eingehender nach den im Oberrhein, 2 km oberhalb Maxau, am 3. November 1887 von mir vorgenommenen Messungen (vergl. Abb. 2).[7])

Sind die nötigen Vorarbeiten geleistet und ist also namentlich die Bauweise durch bauliche Versuche bestimmt, dann ist an jeder Baustelle die größtmögliche Leistungsfähigkeit für die Schiffahrt anzustreben, und zwar ohne Rücksicht auf die sogenannten „gleichwertigen Wasserstände". Dies ist erforderlich, da sich Grundrißform und Wasserführung sowie die vom Standpunkte der Schiffahrt aus an die Linienführung des Talweges zu stellende Forderung an den einzelnen Orten verschieden auswirken, so daß sich auch bei sorgfältigster Ausführung der Talweg in den regulierten Flußstrecken nach Fahrtiefe und Fahrbreite nicht gleichwertig einstellen wird. Für eine auf ihre größte Leistungsfähigkeit hergerichtete Wasserstraße mit ihrem gleichmäßigeren Wasserabfluß wird dann eine Vorschrift leicht zu bestimmen sein, nach der jederzeit die auf den einzelnen Strecken bestehende kleinste Fahrtiefe über den Schwellen den Schiffahrtbeteiligten zur Kenntnis gebracht werden kann.

Meine vorstehende Äußerung über die Verflachung der steilen Ufer in den Kolkstrecken zum Ausgleich der dreieckförmigen Querschnitte deckt sich mit der Bemerkung von Soldan auf S. 452 r. Sp. seiner eingangs genannten Abhandlung, die sich auf den Ausbau des Oberrheins bezieht. Sie lautet: „Durch den Ausbau muß vor allen Dingen ein ausreichend geschlängeltes und gleichmäßig breites Mittel- und Niedrigwasserbett hergestellt und festgelegt werden. Eine wesentliche Voraussetzung hierfür ist aber die Verflachung der tiefen Kolke". (Der gesperrte Druck ist von mir veranlaßt.) In welcher Weise und bis zu welchem Maße die Verflachung der tiefen Kolke zu geschehen habe, ist nicht angegeben.

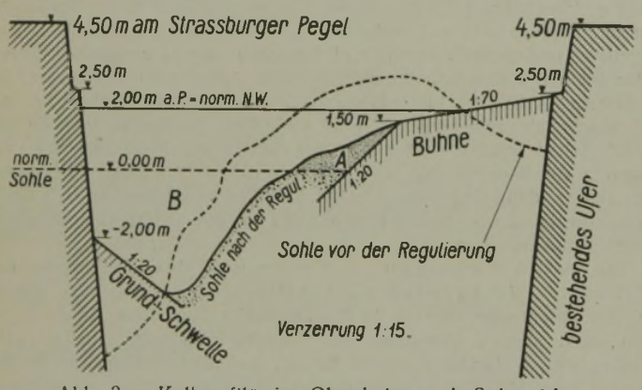


Abb. 3. „Kolkprofil" des Oberrheins nach Schneider in der elsässischen Bauabteilung.

Zur Beantwortung der von Soldan offengelassenen Fragen dient eine Veröffentlichung über die zur Regulierung der Rheinstrecke Sondernheim—Straßburg angewandten Bauweisen, die dem Baurat August Schneider, dem ehemaligen Leiter der Regulierung in Elsaß-Lothringen, zu verdanken ist. Nach seinen Kolkprofilen *Sr* und *Sl* liegt der neue Talweg im Krümmungsscheitel hart an dem bestehenden Ufer an.[8]) Diesem Ufer gegenüber ragt eine hochgelegene Buhne weit in das Strombett hinein und drängt das Wasser gegen das steile Ufer an. Die Erosionswirkung wird durch eine Grundschwelle, die vom bestehenden Ufer aus mit einer Neigung von 1:20 gegen die Wagerechte abfällt, gebremst (vergl. Abb. 3). Zur Bauausführung waren zwei nahezu gleich lange Bauabteilungen eingerichtet. In der oberen, elsässischen Bauabteilung wurde die Wurzel der Grundschwellen in den Scheitelprofilen auf 4 m und in der badischen Bauabteilung auf 3 m unter das normale NW gelegt. Nach den beiden Kolkprofilen *Sr* und *Sl* in jeder Bauabteilung ist die größte ursprüngliche Tiefe im Talweg bei normalem NW infolge der Regulierung im Mittel der beiden Profile zurückgegangen in der elsässischen Bauabteilung:

von 8,10 m auf 5,80 m, sonach eine Ermäßigung von 28 %,

in der badischen Bauabteilung:

von 8,20 m auf 5,20 m, sonach eine Ermäßigung von 37 %.

Nach diesen Tiefenmaßen üben die Schwellen in der badischen Bauabteilung eine verflachendere Wirkung auf die Kolke aus, als die um 1 m tiefer liegenden Schwellen in der elsässischen Bauabteilung. Zugleich ergibt sich, daß die tiefen Kolke auf der ganzen Rheinstrecke Straßburg—Sondernheim nicht in dem erreichbaren Maße mit etwa 60 % verflacht wurden und daß gerade auf der oberen Bauabteilung mit ihrem stärkeren Gefälle die Verflachung am kleinsten ist.

Die Bauweise für die Rheinregulierung und deren Erfolg kennzeichnet Soldan auf S. 452 r. Sp. seiner Abhandlung mit folgenden Worten: „Beim Entwurf für den Ausbau des Oberrheins zwischen Sondernheim und Straßburg hat man die Grundsätze, die in fast hundertjähriger Erfahrung, namentlich in den norddeutschen Strömen und an der Rhône entwickelt worden waren, folgerichtig auf den besonderen Fall angewandt. Die Aufgabe war nicht leicht, aber sie ist gut gelungen." Danach wäre anzunehmen, daß die infolge der Festlegung des Talweges entstandene Verflachung der tiefen Kolke genüge. Dem widerspricht jedoch nach obiger Angabe der Zustand des regulierten Talweges. Sonach fehlt eine wesentliche Voraussetzung für eine gute Ausbildung des Talweges in der regulierten Rheinstrecke.

Sodann ist hervorzuheben, daß sich die hundertjährige Erfahrung im Flußbau nicht so geradlinig entwickelt hat, wie dies im voraus angenommen wird. An den süddeutschen Flüssen war im vorigen Jahrhundert der Parallelbau vorherrschend geworden.[9]) Ebenso ist bekannt, daß Girardon seine Bauweise an der Rhône der norddeutschen Bauweise nachgebildet hat. Das konnte er tun, da die von ihm behandelte Rhône im großen und ganzen eine natürlich gestaltete Grundrißform besitzt. Eine Bauweise mit Buhnen zur Verbesserung der Schiffahrt in den kanalartigen Flußbetten — also in Flußbetten mit einer unnatürlichen Grundrißform — mußte erst erprobt werden.

Die Regulierung des Oberrheins würde einen anderen Verlauf — zeitlich und technisch — genommen haben, wenn Honsell meine schon in den 1880er Jahren gegebene Anregung zur Vornahme baulicher Versuche im Oberrhein behufs Ermittlung einer den Stromverhältnissen entsprechenden Bauweise nicht zurückgewiesen hätte. Jedenfalls aber hätte die in seinem Regulierungsentwurf vom Winter 1896/97 empfohlene Bauweise eine zweckentsprechendere Form erhalten, wenn sie mit Hilfe baulicher Versuche ermittelt worden wäre. Da Honsell die Ergebnisse meiner Versuchsbauten bei Germersheim kannte, so war er in der Lage, wenigstens den Einbau flach abfallender Buhnen in das leicht bewegliche Rheinbett vorzuschlagen.

Mit der Unterlassung von Versuchsbauten am Oberrhein nahm auch die Vorausbestimmung der Leistungsfähigkeit des regulierten Talweges einen eigentümlichen Verlauf. Prof. Sayer in Karlsruhe hat in seiner im März 1895 als Manuskript veröffentlichten Abhandlung: „Über die Verbesserung der Schiffbarkeit des Oberrheins von Mannheim bis Straßburg" vorgeschlagen, das Niederwasserbett des Oberrheins wie einen Wildbach festzulegen. Dementsprechend ging Sayer bei seinen Berechnungen für die Weite des neuen Niederwasserbettes von trapezförmigen Querschnitten aus. Diese Art der Berechnung nahm Honsell in seinen Regulierungsentwurf auf. Die Zuhilfenahme eines trapezförmigen, für einen Fluß mit beweglicher Bettsohle unnatürlichen Querschnittes führte in den Kolkstrecken zu einer strammen Einschnürung sowie zu einer den natürlichen Abflußvorgängen nicht entsprechenden Begrenzung des regulierten Talweges und verleitete dazu, den Talweg im Scheitel der Linienführung hart an das bestehende, vom Stromanfall getroffene, steile Ufer zu legen.

Bei einer Weiterführung der Bauarbeiten für die in Aussicht stehende Regulierung der Rheinstrecke Straßburg—Basel fällt sehr ins Gewicht, daß die Grundrißform auf dieser Strecke dem Strome im allgemeinen eine bessere Leitung bietet, als sie auf der wesentlich stärker gekürzten Rheinstrecke Straßburg—Sondernheim vor der Regulierung bestanden hat. Dieser Umstand erleichtert die Festlegung des Talweges über Straßburg hinaus.[10]) Damit jedoch die regulierte Wasserstraße Straßburg—Basel ihren vollen Wert erhält, ist die Bauweise zur Verflachung der Kolke durch bauliche Versuche im einzelnen zu bestimmen — eine unentbehrliche, jedoch in kurzer Zeit zu leistende Aufgabe. Zugleich könnten durch derartige Versuche die Kenntnisse über eine zur Regulierung des Talweges in einem kanalartig ausgebauten Flußbett geeignete Bauweise wesentlich erweitert werden. Ist aber der Oberrhein für die Großschiffahrt ausgebaut, dann wäre es höchste Zeit, ihn auch für die außergewöhnlichen Hochwasser auszubauen.

München, 1. September 1928.

[7]) Vergl. den die Abb. 2 erklärenden Text: „Die Bautechnik" 1925, Heft 29 vom 3. Juli, S. 399 u. 400.

[8]) „Die Bautechnik" 1925, Heft 12 vom 17. März, S. 129 bis 141. Die Kolkprofile *Sr* und *Sl* sind dargestellt auf S. 135 u. 138.

[9]) Vergl. Frauenholz: „Das Wasser mit Bezug auf wirtschaftliche Aufgaben der Gegenwart". München 1881. Theodor Ackermann. S. 43 u. 44.

[10]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 20 vom 7. Mai, S. 291, l. Sp.

Vermischtes.

Einsturz eines Brückengerüstes über die Sieg bei Menden. Am 8. Dezember 1928 ist der Mittelbogen der im Bau befindlichen Brücke über die Sieg bei Menden eingestürzt. Wie der Deutsche Beton-Verein (E. V.) mitteilt, handelt es sich um einen Bogen mit angehängter Fahrbahn. Die Spannweite des Bogens beträgt rd. 60 m. Die seitlichen anschließenden Betonbogen der Flutbrücke waren bereits fertig gestellt. Sie sind durch den Unfall nicht betroffen worden. Der eingestürzte Bogen ist ein Melan-Bogen, d. h. ein festes Eisengerippe, das während des Betonierens zugleich als Rüstung dienen sollte. Zur Zeit des Einsturzes war das starre Eisengerippe vollständig aufgestellt. Es bestand aus den beiden tragenden Bogenrippen mit Querriegeln in der Nähe des Scheitels, den Hängestangen und den verbindenden Querträgern. Die zusätzliche Rundeisenbewehrung der Bogenrippen war fertig verlegt. Bogenrippen und Querträger waren durch einstweilige Anker reichlich miteinander verspannt. An den Bogenrippen war die Schalung für den Bogenbeton angehängt. An Stelle der Fahrbahn war ein Bohlenbelag aufgebracht. Dieser trug seit einigen Tagen als Vorbelastung die zum Betonieren des Bogens erforderlichen Kies- und Sandmengen einschl. eines Zuschlages für Zement und Wasser. Hierdurch war theoretisch das starre Gerippe des Bogens im gleichen Spannungszustande wie nach dem Betonieren der Bogenrippen. Die eisernen Bogenrippen waren als Dreigelenkbogen montiert. Mit dem Betonieren war am Tage vor dem Einsturz begonnen worden, und es war also, als das Gerüst einstürzte, noch wenig Beton im Bogen eingebracht. Vor allem war eine Verbundwirkung noch nicht möglich. Beim Betonieren des Bogens wurde in der Weise vorgegangen, daß die für den Beton erforderlichen Mengen Sand und Kies jeweils an der betr. Stelle der Fahrbahn weggenommen und im Bogen als Betonmasse eingebracht wurden, so daß im Belastungs- und Gleichgewichtszustande der Eisenkonstruktion keine Änderung eintrat. Das hierzu erforderliche Arbeitsverfahren war bis in die letzten Einzelheiten ausgearbeitet, und es wurde dabei sehr sorgfältig zu Werke gegangen. Der Einsturz des Eisengerüstes trat ganz plötzlich, ohne vorherige Anzeichen ein. Von den Arbeitern, die gerade bei dem Betonieren beschäftigt waren, konnten sich alle bis auf einen retten; dieser ist ertrunken. Genaueres über die Ursachen des Einsturzes läßt sich erst nach Abschluß der Untersuchung sagen.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (35) Einsturz einer von Unberufenen ausgeführten Betondecke. Beim Bau eines Wohnhauses führten die beiden nicht sachverständigen Bauherren eine unbewehrte Betondecke zwischen zwei 2,4 m voneinander entfernten eisernen Trägern selbst aus. Als sie bereits 8 Tage nach dem Betonieren die Decke ausschalten, stürzte diese ein und verletzte einen von ihnen nicht unerheblich.

Angeblich ist der Beton im Verhältnis 160 Schaufeln Kies zu 2 Sack Portlandzement gemischt worden. Ein Sachverständiger stellte fest, daß eine im Entwurf vorgesehene Zwischenwand, die die Spannweite der Decke unterteilen sollte, nicht ausgeführt war. Der Beton enthielt Humuserde und Gras und ließ sich noch nach drei Wochen mit der Hand leicht zerbrechen und zerreiben. Den Bauherren wurde auf Grund des Unfalls verboten, noch irgendwelche weiteren Betonarbeiten an dem Neubau in eigener Regie auszuführen. We.

Wiederherstellung einer durch Hochwasser zerstörten massiven Brücke in Indien. Der ungefähr 800 m breite Nerbudda-Fluß wird bei Mandla von einer aus 80 Bogen von 6,1 m Lichtweite bestehenden massiven Brücke überschritten; ihre Pfeiler sind 1,07 m stark, jeder fünfte hat die doppelte Stärke. An einem Ende schließt sich eine Straßenstrecke zwischen Stützmauern an. Mit ihr zusammen ist das ganze Bauwerk etwas über 700 m lang. Die Brücke ist 5,2 m breit. Ihre Fahrbahn ist mit Steinen gepflastert.

1913 aus an Ort und Stelle gebrochenen Steinen in Kalkmörtel erbaut, hat sich die Brücke bis 1926 trotz schwerer Beanspruchung durch Hochwasser gut gehalten. Der Nerbudda-Fluß ist nämlich an der Brückenbaustelle zwar in der trockenen Jahreszeit nur 3,35 m tief, schwillt aber in der Regenzeit so an, daß er um mehr als 9 m steigt, und überflutet dann die Brücke. Er führt dabei Baumstämme von 2,5 m und mehr Durchmesser und 20 bis 25 m Länge mit; dazu wird auch das Flußbett, das aus auf Schlamm lagernden Felsblöcken besteht, aufgewühlt, so daß das Bauwerk stark gefährdet ist, sowohl in seinen Gründungen wie in seinem Überbau. So schnell wie das Hochwasser kommt, so schnell verläuft es sich auch wieder, so daß der Verkehr über die Brücke selten länger als ein bis zwei Tage gesperrt ist. Im September 1926 trat ein ungewöhnliches Hochwasser ein, dem die Brücke nicht standhalten konnte: die drei mittleren Bogen stürzten ein, und auch sonst wurde die Brücke schwer beschädigt.

Bei der Wiederherstellung kam es hauptsächlich darauf an, den Bau so zu betreiben, daß das Hochwasser der nächsten Regenzeit der Brücke nichts mehr anhaben konnte. Das ist nach einem Bericht in Concrete and Construct. Eng. vom August 1928 auch gelungen. Die Bauarbeiten wurden im Januar 1927 begonnen, und als im Juni ein Hochwasser auftrat, fehlte nur noch das Pflaster. Auch dieses wurde im Juli hergestellt, so daß der Bau vom Tage der Vergebung der Bauarbeiten acht, vom Tage des Baubeginns sieben Monate gedauert hatte. Den Hochwässern des Jahres 1927 hat das Bauwerk gut standgehalten.

Mit der Wiederherstellung der Brücke war ein sehr erheblicher Umbau verbunden. Vermutlich wegen des unsicheren Baugrundes entschloß man sich, die drei eingestürzten Bogen durch ein einziges Gewölbe von 20,45 m Lichtweite zu ersetzen. An Stelle der Straße zwischen Stützmauern, die ebenfalls weggerissen waren, wurde eine Anlage geschaffen, bei der die Straße auf drei Gewölben von 15,25 m Lichtweite liegt. Dabei wurde die Brücke durch eine ausgekragte Platte auf der stromab gelegenen Seite um 30 cm verbreitert. Alle Gewölbe wurden neu mit Beton abgedeckt, und das Pflaster wurde erneuert. Kleinere sonstige Schäden wurden beseitigt (Abb. 1 u. 2).

Im Januar lieferte der Unternehmer die Baustoffe und Geräte an und errichtete Arbeiterlager, Räume für die Bauleitung usw. Die Anförderung wurde dadurch sehr erschwert, daß das Hochwasser, das die Straßenbrücke über den Nerbudda zerstört hatte, auch einige benachbarte Eisenbahnbrücken weggerissen hatte, so daß der Eisenbahnverkehr unterbrochen war. Im Februar wurde mit der Gründung der neuen Gewölbe, die die Straße an Stelle der Stützmauern aufnehmen sollten, begonnen. Die Baustelle wurde mit Erddämmen umgeben, und mehrere Pumpen mußten in Tätigkeit gesetzt werden, um die Baugrube trockenzulegen. Die feste Bausohle zu erreichen, machte erhebliche Schwierigkeiten, weil dabei Felsblöcke zu heben waren, Schlamm auszugraben und loser Fels zu gewinnen war. Während diese Arbeiten noch im Gange waren, wurde mit dem Bau des die große Mittelöffnung überspannenden Bogens begonnen. Seine Kämpfer liegen unter Wasser. Die nötige Stärke für seine Widerlager wurde dadurch gewonnen, daß in den benachbarten Öffnungen eine Verstärkung aus Beton an den Pfeilern angebracht wurde. Hier machte besonders die Wasserhaltung Schwierigkeiten, Erddämme versagten in dem tiefen Wasser. Es wurden deshalb Wellblechschalungen in 90 cm Abstand aufgestellt und mit Beton ausgefüllt. Schon einen Tag nach der Herstellung war der Beton so fest, daß er ausgeschalt und daß mit dem Pumpen begonnen werden konnte. Wenn aber in der Baugrube ein Felsblock aufgehoben und der Schlamm ausgegraben wurde, bildeten sich alsbald Wasseradern, die die ganze Baugrube überfluteten. Es mußten deshalb neue Betondämme gebaut werden, die Sohle mußte, in kleine Abschnitte geteilt, mit Beton gedichtet werden, während in einem anderen Abschnitt der feste Baugrund freigelegt wurde. So wurden die Widerlager in einzelnen Teilen gegründet und hochgeführt.

Die Schalung für das Gewölbe wurde von Böcken unterstützt, die mit Hilfe künstlicher, auf Plattformen aufgebrachter Belastung in das 3,3 m tiefe Wasser versenkt wurden. Dieses Gewölbe, in Beton mit starker Bewehrung erbaut, ist 7,3 m breit, also 1,8 m breiter als die Brücke im übrigen, so daß Fahrzeuge hier halten und überholen können. Wkk.

Jahresversammlung des Reichsausschusses für Metallschutz in Berlin. Der Reichsausschuß für Metallschutz hielt unter zahlreicher Beteiligung der interessierten Fachkreise aus allen Teilen Deutschlands seine

Abb. 1.

Abb. 2.

Jahresversammlung am 22. bis 24. November 1928 in den Räumen des Vereines deutscher Ingenieure in Berlin ab. Der Vorsitzende, Prof. Dr. Maaß, gab die am 3. November 1928 unter Mitwirkung von Vertretern der österreichischen Regierung, der österreichischen Bundesbahnen sowie der Wissenschaft und Industrie stattgefundene Gründung eines österreichischen Ausschusses für Metallschutz in Wien bekannt und begrüßte die im Interesse der Behandlung und Klärung der leider noch wenig erforschten Korrosionsfragen von beiden Ausschüssen in Aussicht genommene Zusammenarbeit, die nicht nur für die Erhaltung der Metalle, sondern auch aller übrigen Baustoffe von größter wirtschaftlicher Bedeutung ist. Er behandelte dann die vom Deutschen Reichsausschuß für Metallschutz im Jahre 1928 durchgeführten wissenschaftlichen Arbeiten, insbesondere die Einwirkung von Salzlaugen auf die verschiedenen Metalle mit Rücksicht auf die Verhältnisse in der Kaliindustrie, ferner die Untersuchungen über den Einfluß des Umschmelzens sowie des Walzens und Ausglühens von Aluminium und über die rostverhütende Wirkung der Mennige. Die Tagung selbst brachte zahlreiche teils wissenschaftliche Untersuchungen, teils praktische Erfahrungen behandelnde Vorträge, und zwar: Über die Bekämpfung der Rohrkorrosion von Bessig, Berlin-Frohnau; über den Einfluß der Depolarisation auf die Korrosionsgeschwindigkeiten und ihre praktische Nutzanwendung von Tödt, Charlottenburg; über die Vorbehandlung von Eisenelektroden bei Korrosionsversuchen von van Wüllen-Scholten, Dresden; über neuere Vergleichs-Untersuchungen gewöhnlicher und disperser Mennige von Junk, Berlin; ferner über Versuche mit Schutzanstrichen im Seewasser von Bärenfänger, Kiel; über die Korrosion des Messings von Haas, Aachen; über Korrosion von Aluminium und Aluminiumlegierungen von Schwinning, Dresden; über die künstliche Korrosion von japanischen Sonderlegierungen von Denzo Uno, Kioto, Japan; über die Eisenbeizung von Keller, Halle; über Flüssigkeiten als Betonzerstörer und die Möglichkeiten des Betonschutzes von Grün, Düsseldorf, und über die Angriffswirkungen, die im praktischen Betriebe auf feuerfeste Baustoffe ausgeübt werden, von Dr. Pulfrich, Berlin.

Besonderes Interesse erregte ein mit dem Zeitraffer vorgeführter Film über die Zerstörung eines Betonwürfels infolge der Einwirkung einer säurehaltigen Flüssigkeit, bei der der in 48 Stunden vollendete Zerfall des Würfels, dargestellt durch fortlaufende, in Zeitabständen von je einer Minute gemachte Aufnahmen in der Zeit von drei Minuten vorgeführt wurde. Die nächstjährige Tagung des Reichsausschusses soll im Oktober 1929 in Wien abgehalten werden. Dr. F. G.

Die neuen Umschlaganlagen im Hafen von Buenos Aires. Der Hafen von Buenos Aires ist, wie wir den V. D. I.-Mitt. entnehmen, in letzter Zeit durch Neuanlagen bedeutend vergrößert und mit technischen Einrichtungen versehen worden, die es ermöglichen, die Schiffe schnell zu be- und entladen. Von den geplanten vier neuen Hafenbecken sind zwei bereits fertig ausgebaut. Auf 1700 m Kailänge sind dort 32 Halbportalkrane, 8 Doppelkrane und 7 Portalkrane aufgestellt, die zwei Eisenbahngleise überspannen. Sämtliche Krane sind als Wippkrane mit Kletterkatze im Ausleger ausgebildet. Sie haben sämtlich 3 t Tragfähigkeit bei 15,5 m größter und 8 m kleinster Ausladung mit Ausnahme eines Portalkranes, der 20 t Tragfähigkeit hat. Die Laufkatzen der Doppelkrane haben 1,5 t Tragfähigkeit. Die am Kai aufgestellten Krane vermitteln den Güterverkehr zwischen den Schiffen und den zweistöckigen Kaischuppen oder den Eisenbahnwagen und umgekehrt. Hinter den Kaischuppen befinden sich weitere 32 Halbportalkrane, die gleichfalls als Wippkrane ausgebildet sind, jedoch um 3 m weiter ausladen als die Kaikrane. Sie fördern die Güter aus den Kaischuppen in Eisenbahnwagen und Straßenfahrzeuge oder über eine 13 m breite Verkehrsstraße hinweg auf die Ladeplattformen der die Mitte der Piers einnehmenden vierstöckigen Lagerhäuser.

An den Lagerhäusern sind zum Umschlag zwischen den Straßenfahrzeugen und den Lagern 34 Mauerkrane in der Höhe des 3. Stockwerks angebracht, außerdem an den Stirnwänden der vier größeren Lagerhäuser je zwei Wandkrane mit 8 m größter und 3 m kleinster Ausladung und 3 t Tragfähigkeit zum Be- und Entladen von Straßenfahrzeugen. In den sechs Lagerhäusern sind zur Vermittlung des Güterverkehrs zwischen den verschiedenen Stockwerken je vier Aufzüge und in einem Lagerhaus drei Aufzüge eingebaut. In den Stockwerken selbst werden zur Güterbeförderung Hand- und Elektrokarren, in Zukunft auch Einschienenkatzen mit Elektrozügen verwendet. Die Eisenbahnwagen auf den Piers werden mit 23 elektrisch betriebenen Spills von je 1000 kg Zugkraft rangiert. Sämtliche Kran- und Spill-Anlagen wurden von der Demag-Aktiengesellschaft gebaut.

Rudolf Schmick 70 Jahre alt. Der Geheime Oberbaurat Dr.-Ing. ehr. Rudolf Schmick vollendete am 30. Dezember 1928 sein siebzigstes Lebensjahr. Auf den Technischen Hochschulen zu Karlsruhe und Berlin genoß er von 1877 bis 1883 seine fachwissenschaftliche Ausbildung; die II. Staatsprüfung des Bauingenieurfaches bestand er im Jahre 1888. Schon 1889 trat er aus dem Staatsdienste aus und widmete sich als Zivilingenieur dem Entwerfen und dem Bau zahlreicher städtischer Wasserversorgungen und Entwässerungen, ferner dem Entwurf und Ausbau von Wasserkraftanlagen, darunter die ersten großen Niederdruckwasserkräfte in der Schweiz an der Aare bei Wynau und Wangen, ferner Sinaia in Rumänien u. a. m.

Im Jahre 1902 wurde Schmick als Oberbaurat und Vortragender Rat für Tiefbau in das Finanzministerium Darmstadt berufen. Unter seiner Leitung wurden viele Wasserleitungen, Gruppenwasserversorgungen usw. ausgeführt, insbesondere der Umbau von Bad Nauheim. Während dieser Zeit beschäftigte er sich weiterhin mit Entwürfen für große Wasserkraftanlagen und reichte als einer der Urheber der bayerischen Wasserkraftwirtschaft im Juli 1904 den ersten Entwurf für das Walchenseekraftwerk bei der bayerischen Staatsregierung ein.

Im Auftrage des Reichskolonialamtes wurde Schmick im Jahre 1908 in die Kolonien nach Deutsch-Südwest- und Deutsch-Ost-Afrika entsandt, woran sich umfangreiche Aufnahmen und Entwurfbearbeitungen für Wasserkraftanlagen und Bewässerungen, sowie andere wasserbauliche Fragen in unseren Kolonien schlossen.

1909 trat Schmick aus dem hessischen Staatsdienst aus und siedelte nach München über, um sich der Entwurfbearbeitung und dem Ausbau der bayerischen Wasserkräfte zu widmen. Neben der Weiterarbeit an den Entwürfen für das Walchenseewerk entstand der erste Entwurf für die Wasserkraftanlage bei Töging am Inn, das jetzige Reichsaluminiumwerk, u. a. m. Besonders bemerkenswert ist die Entwurfbearbeitung und Bauleitung bei dem Leitzachwerk der Stadt München, damals dem größten Hochdruckwerk Deutschlands.

Während seiner Tätigkeit für die bayerischen Wasserkräfte entstanden der erste Entwurf für die Wasserkraftanlage der „Unteren Isar", vor allem auch der Entwurf für den Ausbau der „Oberen Iller" von Ferthofen aufwärts mit der wasserwirtschaftlichen Ausnutzung des gesamten Quellgebietes der Iller. Hervorragend tätig war er auch beim Ausbau der „Mittleren Isar" und anderer großer Wasserkraftanlagen.

Im Jahre 1920 wurde Schmick von der Technischen Hochschule Aachen die Würde des Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen. Besondere Ehrung wurde ihm auch durch seine Ernennung zum Ehrenvorsitzenden des Verbandes der Deutschen Architekten- und Ingenieurvereine und durch die Ehrenmitgliedschaft der Architekten- und Ingenieurvereine zu Berlin und Frankfurt a. M. zuteil.

In hoher geistiger und körperlicher Frische ist Schmick noch heute in seinem Fachgebiete tätig. Gegenwärtig wird einer seiner jüngsten Entwürfe, den er im Auftrage der städtischen Elektrizitätswerke München ausgeführt hat, die Mangfall- und Schlierach-Überleitung in den Seehamer See ausgebaut, wobei er als Berater der Bauleitung tätig ist.

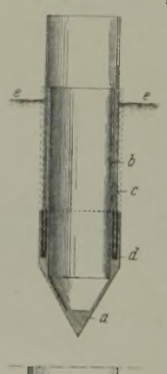
Technische Hochschule Berlin. Dr. ing. Dr. jur. E. Randzio, der u. a. das Buch „Stollenbau"[1]) herausgegeben hat, ist als a. o. Professor auf den Lehrstuhl für Stollenbau berufen worden.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Januar erschienene Heft 1 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. K. Schaechterle: Die Verstärkung des Enzviadukts bei Bietigheim. — Dipl.-Ing. H. Steinbrecher, Oberingenieur der Società Italiana Chini: Kranbahnen in Eisenbeton für Drehkrane. — Dipl.-Ing. K. G. Schinke, Ingenieur der Kell & Löser A.-G.: Beobachtungen auf Eisenbetonbaustellen in den Vereinigten Staaten von Amerika. — Dr. F. Emperger: Die Brückenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Dr.-Ing. H. Craemer. Berater beim Hochbauamt Frankfurt a. M.: Die Biegungsgleichung von Platten stetig veränderlicher Stärke. — Regierungsbaurat Dipl.-Ing. Amos: Beton-Mischautomat Regulus. — Dipl.-Ing. K. Brausewetter: Die Bauunfälle der letzten Zeit. — Der Bauunfall in Prag.

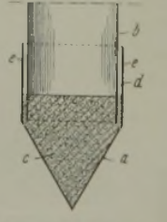
[1]) Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Vortreibspitze mit Abdichtungsrinne für Vortreibrohre. (Kl. 84c, Nr. 453 210 vom 7. 2. 1924, von Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin.) Um ein seitliches Ausweichen der Spitze zu verhindern, überragt der innere Rinnenmantel *b* den äußeren Rinnenmantel; die Spitze *a* besitzt eine Rinne zur Aufnahme eines Abdichtungsmittels *d*. Das Vortreibrohr *c* ist in die Dichtung eingehängt; die säureführende Grundwasserschicht reicht bis zur Linie *e—e*. Wird nach Betonierung das Vortreibrohr *c* gezogen, so sind alle Pfahlteile unter *e—e* der Säureeinwirkung ausgesetzt, der Beton ist jedoch durch den Rinnenmantel *b* geschützt, der zugleich eine Führung der Spitze des Vortreibrohres bildet.



Abdichtung des unteren Endes eines Vortreibrohres. (Kl. 84c, Nr. 453 211 vom 24. 2. 1924, von Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin.) Die Blechspitze *a* läuft nach oben in einen zylindrischen Mantel *e* aus. In die Betonmasse *c* wird der Blechzylinder *b* eingesetzt, solange der Beton noch frisch ist. Nach dem Erhärten des Betons ergibt sich eine durch zwei starre Mäntel begrenzte tiefe Rinne *d*, in die das flüssige Dichtungsmittel eingebracht wird, um nach Einhängung des Vortreibrohres die Abdichtung zu erzielen.

INHALT: Die Erdbauabteilung der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin. — Neubau der Straßenbrücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll. — Die Regulierung des Talweges in einem kanalartig ausgebauten Flußbette mit beweglicher Sohle. — Vermischtes: Einsturz eines Brückengerüstes über die Sieg bei Menden. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (35) Einsturz einer von Unberufenen ausgeführten Betondecke. — Wiederherstellung einer durch Hochwasser zerstörten massiven Brücke in Indien. — Jahresversammlung des Reichsausschusses für Metallschutz in Berlin. — Neue Umschlaganlagen im Hafen von Buenos Aires. — Rudolf Schmick 70 Jahre alt. — Technische Hochschule Berlin. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Patentschau.

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