

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 6. Mai 1927.

Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

Die Auswertung von Pegelbeobachtungen.

Von F. Döll, Regierungsbaurat an der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München.

Die Beobachtung der Höhe des Wasserstandes der Flußläufe ist schon seit Jahrhunderten dort in Übung, wo Verkehr und Wirtschaft eines Flußtales vom Wechsel der Wasserstände des Flußlaufes beeinflusst sind. Insbesondere waren es die außergewöhnlichen Wasserstände, seien es die zur Einstellung der Schifffahrt zwingenden Niederwasserstände oder die Überschwemmungen bringenden Hochfluten, die beachtet, überliefert und gegenseitig verglichen wurden. Zur Bestimmung der absoluten Maße hat man sich schon frühzeitig der Pegellatte bedient, ihren Nullpunkt aber nicht immer unverändert gelassen. Die Pegel dienten ausschließlich Schifffahrtzwecken, und um die Wasserstandanzeigen in einfacher Weise für die Schifffahrt verwertbar zu machen, setzte man die Höhenlage des Pegels relativ zu den Wasserständen fest. Man wählte als Pegelnullpunkt entweder die Sohle oder das niederste Niederwasser (NNW), so daß man nach der Höhe der Ablesungen die Schifffahrtbarkeit des Wasserstandes ohne weiteres beurteilen konnte und die Grenzwasserstände für die Schifffahrt feste Zahlen waren. Bei Veränderungen der Höhenlage des Flusses wurde folgerichtig auch der Pegel entsprechend versetzt, die Einheitlichkeit der Beobachtungen, sofern überhaupt solche fortlaufend aufgezeichnet wurden, dadurch aber gestört.

Regelmäßige Pegelbeobachtungen sind vom Anfange des 19. Jahrhunderts an in Preußen und Bayern ausgeführt und gesammelt worden; im Jahre 1809 hat Eytelwein ein Gutachten über die einheitliche Organisation der Wasserstandbeobachtungen ausgearbeitet mit dem Zwecke, eine gleichmäßige Behandlung der allenthalben vorhandenen „Wassermarqueure“, wie die Pegel damals hießen, zu erreichen.¹⁾ Die zeichnerische Darstellung der Wasserstandbewegungen auf Linienpapier war bereits bekannt. Da man nun auch den ständigen Wasserstandsveränderungen mehr Aufmerksamkeit schenkte und ihren Ursachen nachspürte, mußte man die Höhenlage der Pegelnullpunkte festlegen und die Pegelumsetzungen urkundlich aufzeichnen, um so die Ablesungen verschiedener Zeiten aufeinander beziehen zu können. Von da an erst war es möglich, die Pegelablesungen außer für vorübergehende Zwecke der Schifffahrt auch für hydrologische Untersuchungen heranzuziehen. Seit einigen Jahrzehnten werden die Ablesungen der wichtigsten Pegel in fast allen Kulturländern in gewässerkundlichen Jahrbüchern veröffentlicht. Im folgenden möge nun gezeigt werden, für welche Zwecke dieses umfangreiche Beobachtungsmaterial herangezogen wird, welche Wege bei der Auswertung eingeschlagen werden und mit welchem Erfolge.

Die Sicherheit einer Schlußfolgerung aus den Pegelbeobachtungen ist dadurch sehr beeinträchtigt, daß die Wasserführung selbst infolge der wechselnden Niederschlagverhältnisse ständigen Schwankungen in weiten Grenzen unterworfen ist, nicht nur innerhalb eines Jahres, sondern auch innerhalb längerer Zeiträume, und ferner, daß diese Schwankungen weit größer sind als die Größenordnung der durch die Untersuchung aufzudeckenden Unbekannten. Die Pegelbeobachtungen sind nach drei Richtungen hin wichtig. Sie dienen zum Nachweise von Veränderungen der Abflußverhältnisse eines Flußprofils, zur Erforschung der Hochwasser- verhältnisse und zur Ermittlung der Wasserführung.

1. Nachweis von Abflußveränderungen. Eine Veränderung der Abflußverhältnisse eines Flußquerschnitts drückt sich durch Hebung oder Senkung des Wasserstandes in dem betrachteten Profil aus; wodurch aber diese Veränderungen verursacht sind, läßt sich nicht ohne weiteres aus den Pegelbeobachtungen erkennen. Man wird im allgemeinen zuerst auf eine Veränderung der Höhenlage der Flußsohle in dem betrachteten Querschnitte schließen; gleiche Wirkungen wie diese können aber auch durch eine Veränderung des Gefälles, der Rauigkeit oder der Form des Flußprofils oder auch durch Baumaßnahmen, wie eine Niederwasserregelung oder die Errichtung von Hochwasserdämmen hervorgerufen werden. Andererseits wieder kann man aus dem Umstande, daß die Einwirkung auf die Höhenlage des Wasserspiegels bei den verschiedenen hohen Ständen verschieden groß ist, einiges schließen, denn eine Niederwasserregelung z. B. wird am stärksten bei Niederwasser bemerkbar sein, während Hochwasserdämme nur die höheren Wasserstände beeinflussen.

Die einfachste Art der Auswertung unregelmäßiger Beobachtungsgrößen, wie es die Pegelablesungen sind, ist die Mittelbildung von Ablesungen größerer Zeiträume und der Vergleich dieser Mittel. Lange Zeit war dies

das vorherrschende Verfahren, da die Pegelbeobachtungen vielfach die einzigen erreichbaren hydrotechnischen Unterlagen darstellten. Um den Einfluß des Wechsels der Niederschlagsintensität, die in jedem Jahre anders ist, auszugleichen, hat man die Mittelbildung auf Jahrzehnte und noch längere Zeiträume ausgedehnt. Die Statistik der Niederschläge zeigt aber, daß man aus der Mittelbildung nur die größten Veränderungen nachweisen und Zahlen nur ganz ungefähr und mit Vorbehalt angeben kann.

Erfolgreicher ist die graphische Darstellung der Jahresmittel und neben dieser die Auftragung der jährlich höchsten und niedersten Wasserstände; eine wertvolle Ergänzung dieses Bildes sind ferner die jährlichen Niederschlagsmittel des der betreffenden Pegelstelle zugehörigen Teileinzugsgebietes, das allerdings nicht für jede beliebige Pegelstelle aus den Jahrbüchern der Niederschlagsbeobachtungen zu entnehmen ist. In Abb. 1 sind die für den Pegel Ingolstadt an der Donau ermittelten Werte aufgezeichnet, wobei für die MW-Linie auch die fünfjährigen Mittel angegeben sind.

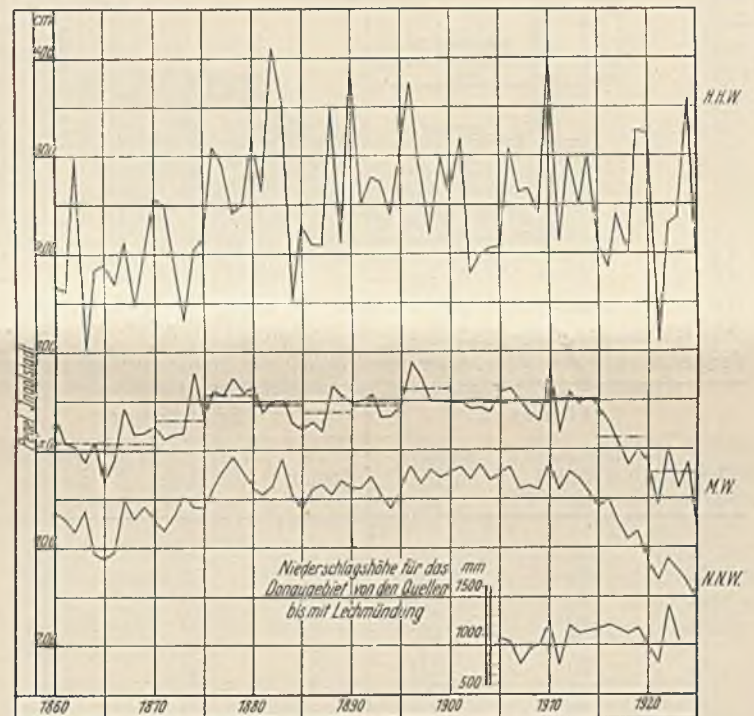


Abb. 1. Höchste, mittlere und niederste Jahreswasserstände am Pegel zu Ingolstadt von 1860 bis 1925 mit Angabe der Niederschlagverhältnisse seit 1904.

Man sieht, wie die MW-Linie von 1865 bis 1880 ansteigt und von 1915 bis 1925 stark fällt und auch in der Zwischenzeit unregelmäßige Schwankungen zeigt. Die Angabe der Mittel kann nun bei den großen Änderungen, z. B. 1910 bis 1920, wohl etwas sagen, es wäre aber falsch zu glauben, aus den Schwankungen des Mittels z. B. in den Jahren 1895 bis 1905 auf eine Veränderung der Abflußverhältnisse schließen zu müssen. Statt der mehrjährigen Mittel ist es besser, sich durch die Zickzacklinie eine Mittellinie gezogen zu denken. Die Mittelbildung auf größere Zeiträume hat eben den Nachteil, daß sie ganz verschieden ausfällt, je nachdem die zu untersuchende Änderung ganz oder nur zum Teil in den Zeitraum der Mittelbildung fällt. Dasselbe gilt auch für die Linie des mittleren Niederschlages. Auch hier ist keine Periodizität zu erkennen, und die Mittelbildung fällt ganz verschieden aus, je nachdem man den extremen Wert aufnimmt oder nicht. Es sei übrigens auch hier auf die erwähnte Größe der jährlichen Schwankungen hingewiesen, die es erklären, warum mit Beobachtungen einzelner Jahre gar nichts anzufangen ist. Bemerkenswert ist auch noch der Umstand, daß die Jahresabflußwassermenge nicht immer in unmittelbarem Zusammenhange mit dem Niederschlag steht, sondern z. B. bei gleicher Niederschlagsmenge nach einem Trockenjahr wesentlich geringer sein kann als nach einem nassen, und daß ferner

¹⁾ G. Jacoby, Beitrag zur Geschichte der Pegel, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 32, S. 438; „Die Wasserkraft“ 1925, S. 332.

auch die Jahreszeit, in der der Niederschlag gefallen ist, von Einfluß ist. Es liegt das an der Grundwasserbewegung und den Vorgängen bei der Schneeschmelze. Bei Flüssen mit Gletscherwasser ist ein Niederschlagvergleich natürlich erst recht mit Vorsicht zu benutzen. Immerhin ist in Abb. 1 zu sehen, daß der Niederschlag in den Jahren 1912 bis 1915 ziemlich gleich geblieben, der Pegelstand aber heruntergegangen ist, während trotz des Steigens des Niederschlages in den Jahren 1921/22 der Pegelstand verhältnismäßig wenig gestiegen ist. Es ist somit eine Senkung des Wasserspiegels zweifelfrei nachgewiesen, die für eine Sohleneintiefung spricht, wenn keine größeren flußbaulichen Maßnahmen das Profil verändert haben. Die Linie der jährlichen niedersten Wasser spricht ebenfalls dafür, da auch sie sich nach abwärts bewegt. Die Linie der Hochwasserstände dagegen steigt im Jahre 1875 rasch an und bleibt dann hoch, was auf die Errichtung von Hochwasserdämmen hinweist. Bei den Hochwasserständen nach 1910 ist die festgestellte Sohleneintiefung kaum zu erkennen, da bei höheren Wasserständen das nasse Profil viel breiter ist als bei Nieder- und Mittelwasser, eine Veränderung der eigentlichen Flußsohle hier also keinen großen Einfluß mehr hat. Eine zahlenmäßige Angabe ist in dem vorliegenden Beispiel gut möglich, weil die Änderungen besonders groß sind, aber man darf höchstens eine Genauigkeit von Dezimetern erwarten. Bei

kleineren und weniger stetigen Veränderungen ist aus den Pegelaufschreibungen allein nichts zu sehen.

Wie sehr Schlußfolgerungen aus den Pegelbeobachtungen durch die Schwankungen der Wasserführung beeinträchtigt sein können, zeige folgendes Beispiel,^{*)} das zeigen soll, daß die mittleren Wasserstände ganz verschieden sein können, ohne daß sich an der Wassermenge oder im Flußbett etwas geändert hat, nur weil die Größenmaße der Einzelanschwellungen verschieden sind.

In der Tabelle und in Abb. 2 sind die täglichen Pegelablesungen eines Flusses aus verschiedenen Monaten wiedergegeben, ferner die für die Pegelstelle gültige Schlüsselkurve, die die jedem Pegelstande zugehörige Abflußwassermenge angibt. Da diese nun nicht linear mit der Zunahme des Wasserstandes wächst, sondern progressiv (vergl. die Schlüsselkurve), mithin bei höheren Wasserständen größere Wassermengen abfließen, als sich bei gleichmäßiger Zunahme berechnen, so kann auch die Wassermenge, die sich für den mittleren Wasserstand ergibt, kurz „Mittelwasser“ genannt, nicht mit der wirklichen „Mittleren Wassermenge“ gleichbedeutend sein, sondern der dieser zugehörige Wasserstand liegt über dem Mittelwasser.

Wenn daher die aus dem mittleren Wasserstande sich ergebende

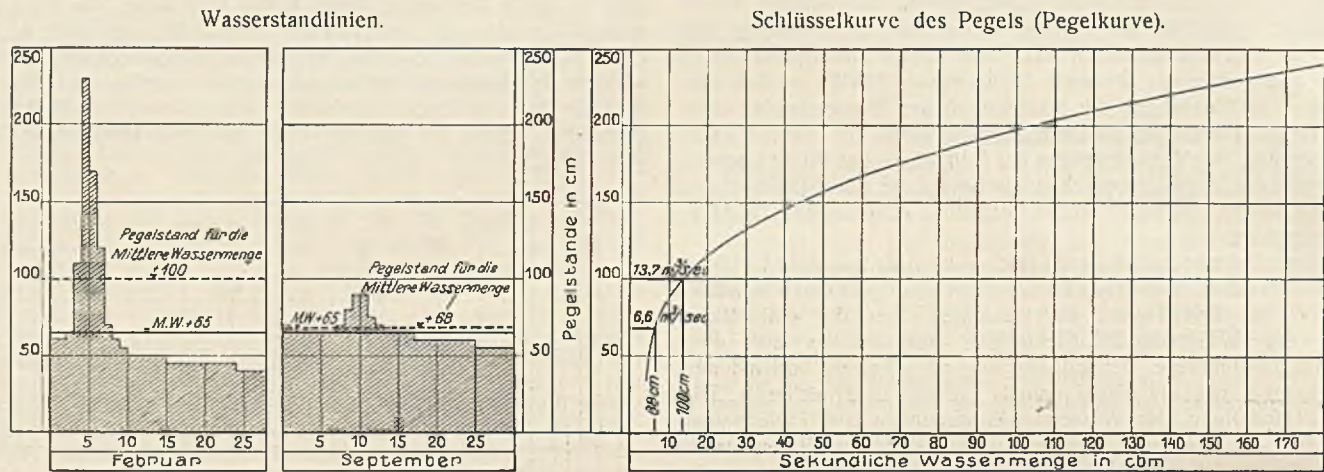


Abb. 2. Einfluß der Wasserstandschwankungen auf die Höhe des Mittelwassers.

Vergleich zwischen Mittelwasserstand (MW) und mittlerer Wassermenge.

Februar			September		
Datum	Wasserstand am Pegel cm	Wassermenge m³/Sek.	Datum	Wasserstand am Pegel cm	Wassermenge m³/Sek.
1.	60	5,9	1.	70	7,0
2.	60	5,9	2.	65	6,4
3.	65	6,4	3.	65	6,4
4.	110	17,8	4.	65	6,4
5.	230	157,0	5.	65	6,4
6.	170	63,0	6.	65	6,4
7.	120	22,4	7.	65	6,4
8.	70	7,0	8.	70	7,0
9.	60	5,9	9.	80	8,4
10.	55	5,4	10.	90	10,6
11.	50	5,0	11.	90	10,6
12.	50	5,0	12.	75	7,7
13.	50	5,0	13.	70	7,0
14.	50	5,0	14.	65	6,4
15.	50	5,0	15.	65	6,4
16.	45	4,7	16.	65	6,4
17.	45	4,7	17.	65	6,4
18.	45	4,7	18.	60	5,9
19.	45	4,7	19.	60	5,9
20.	45	4,7	20.	60	5,9
21.	45	4,7	21.	60	5,9
22.	45	4,7	22.	60	5,9
23.	45	4,7	23.	60	5,9
24.	45	4,7	24.	60	5,9
25.	40	4,5	25.	60	5,9
26.	40	4,5	26.	55	5,4
27.	40	4,5	27.	55	5,4
28.	40	4,5	28.	55	5,4
			29.	55	5,4
			30.	55	5,4
Summen	1815	382,0	Summen	1950	196,5
Mittel	65	13,7	Mittel	65	6,6
Zugehöriger Pegelstand:	100 cm		Zugehöriger Pegelstand:	68 cm	

Wassermenge der wirklich abgeflossenen möglichst nahe kommen soll, dürfen die beobachteten Wasserstände nicht zu sehr von dem mittleren Wasserstande abweichen. Aus den vorliegenden Pegelaufschreibungen sieht man ohne weiteres, daß dies wohl im Monat September, aber nicht im Februar der Fall war. Im September berechnet sich nämlich ein mittlerer Wasserstand von 65 cm und die größte Abweichung = 90 — 65 = 25 cm; im Februar berechnet sich ein mittlerer Wasserstand von 65 cm und die größte Abweichung = 230 — 65 = 165 cm. Für den mittleren Wasserstand von 65 cm in beiden Fällen ergibt sich aus der Pegelkurve eine Mittelwassermenge von 6,5 m³/Sek., während man als mittlere Wassermenge aus den täglichen Aufschreibungen für den September 6,6 m³/Sek. und für den Februar 13,7 m³/Sek. erhält; im ersteren Falle beträgt die Mittelwassermenge um 0,1 m³/Sek., d. s. 1,5% weniger als die mittlere Wassermenge, und im zweiten Falle um 7,2 m³/Sek., d. s. 47%.

Veränderungen in der Form der Einzelanschwellungen können auch bei gleichen Niederschlagverhältnissen durch Flußregulierungen, Meliorationen, Wasserkraft- und Talsperrenanlagen verursacht werden. Der Wasserablauf wird durch die Korrektoren beschleunigt, durch die Eindeichungen werden Rückhaltebecken ausgeschaltet, Moorland verliert durch Kultivierung von seiner wasserspeichernden Eigenschaft, und die Ausnutzung des Wassers zu Kraftzwecken kann je nach der Art des Betriebes der Anlage sowohl eine Vergleichmäßigung wie eine Beunruhigung im Wasserablauf mit sich bringen. Diese Umstände beeinflussen die Pegelbeobachtungen und besonders die absolute Höhe der Einzelanschwellung. Es darf daher aus dem Vergleiche von Höchstständen nie ohne weiteres auf eine Flußbettveränderung geschlossen werden, wie dies immer wieder von seiten der Anlieger zu geschehen pflegt. Aus dem Nachweise, daß der mittlere Jahreswasserstand allein noch keinen sicheren Schluß auf die im Jahre abgeflossene Wassermenge ziehen läßt, kann ferner gefolgert werden, daß auch beim Vergleiche verschiedener mittlerer Jahreswasserstände unter sich nicht ohne weiteres aus der Veränderung des Wasserstandes auf eine Veränderung der Wassermenge oder bei gleichbleibendem Wasserstande auf die gleiche Wassermenge und daher auf ein unverändertes Abflußprofil geschlossen werden kann. Es kann sich in Jahren mit gleichem Niederschlag und gleicher Wasserführung schon von Natur aus ein oft er-

^{*)} Von Oberregierungsrat a. D. Specht, ehemals an der Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde, als Aufgabe in der Staatsprüfung 1919 für den bayerischen höheren Baudienst gestellt.

heblicher Unterschied in dem mittleren Jahreswasserstande zeigen, je nachdem die Wasserstandschwankungen in einem Jahre stärker und häufiger aufgetreten sind. Auch aus diesem Grunde muß man also, wie in Abb. 1 gezeigt, bei Pegelvergleichen zu längeren Jahresreihen greifen. Noch viel größer sind selbstverständlich die Unterschiede, die durch die obengenannten künstlichen Eingriffe in das Flußregime hervorgerufen werden. Man hat also auch bei nachgewiesenem Rückgang des Jahreswasserstandes die Ursache nicht ohne weiteres in einer Sohlensenkung oder in einer geringeren Wasserführung zu suchen, sondern er kann in vielen Fällen auf einer irgendwie verursachten Unregelmäßigkeit der Wasserführung beruhen.

Endlich darf aus den Eigenschaften eines einzelnen Flußquerschnitts nur sehr vorsichtig auf die allgemeinen Verhältnisse des Flusses geschlossen werden. Der Einzelquerschnitt kann Änderungen erleiden, die nur örtlicher Natur sind und deren Einwirkungen sich nicht sehr weit nach oben und unten erstrecken. Es können örtliche Änderungen des Gefälles und der Profilform bei geschiefbeführenden Flüssen leicht vorkommen, ebenso kann besonders bei Doppelprofilen eine Änderung der

ist. Es werden hier die Häufigkeitslinien der Pegel benutzt, und zwar die bekannten Summenhäufigkeiten eines Jahreszeitraumes, die angeben, an wie vielen Tagen des Jahres ein Pegelstand vorhanden bzw. überschritten worden ist (Abb. 4). Die Aufstellung der Häufigkeitskurven erfordert einige Mühe, die in unserem Falle durch den zu erzielenden Erfolg nicht immer zu rechtfertigen wäre; die Häufigkeiten werden aber von den mit den Pegelbeobachtungen befaßten Ämtern aus anderen Gründen meist sowieso ermittelt und von den wichtigsten Pegeln in Tabellenform veröffentlicht, so daß sie bereits gegeben sind, wenn man einen Pegelvergleich vornehmen will. Als die in A und B gleichwertigen Wasserstände sind jene zu verstehen, die die gleiche Summenhäufigkeit H haben. Es ist hier also die Willkürlichkeit der Auswahl der für die Mittelbildung herangezogenen Wasserstände sowie der Einschätzung einer Mittellinie beseitigt. Es kann auch eine größere Zahl von Beobachtungen, nämlich die des ganzen Jahres, herangezogen werden. Es müssen nicht mehr, wie bei der Pegelrelation, die Ablesungen von A und B eines gleichen Tages- und Beharrungszustandes verglichen werden, sondern es werden die der gleichen Häufigkeit zugehörigen Ablesungen in A und B zusammen-

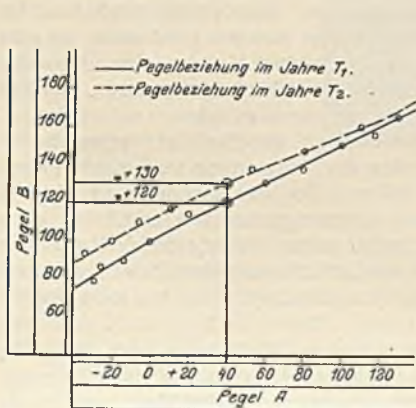


Abb. 3. Pegelbeziehung der Pegel A und B.

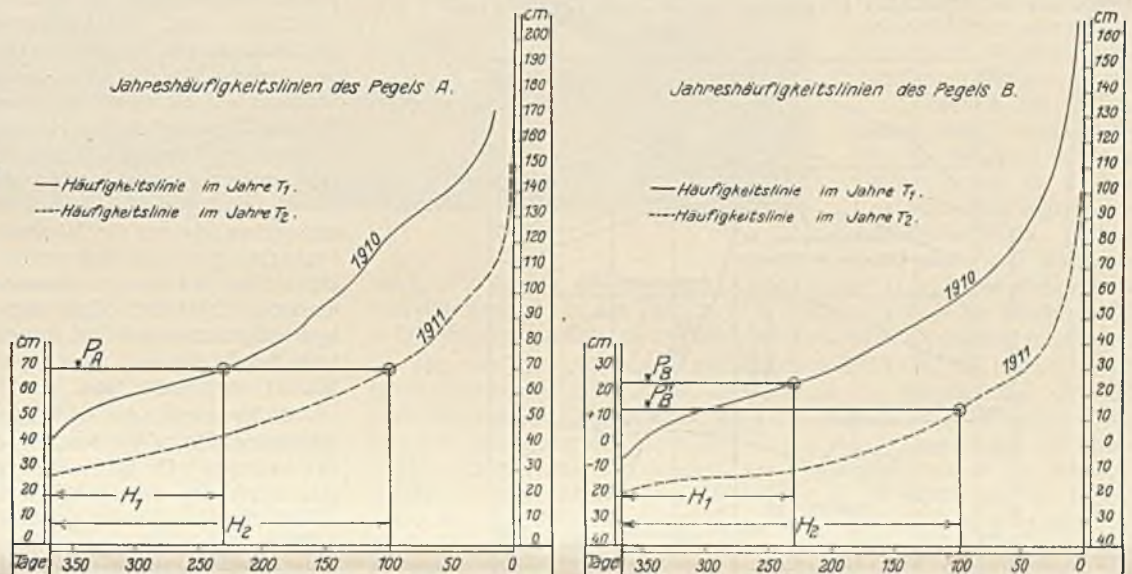


Abb. 4. Bestimmung von Querschnittänderungen aus den gleichwertigen Wasserständen.

Rauhigkeit dadurch eintreten, daß die Dichte der Bestockung mit der Jahreszeit oder aus sonstigen Gründen sich ändert. Es braucht sich dann weder die mittlere Höhenlage der Sohle geändert zu haben, noch brauchen sonstige allgemein wichtige Einflüsse aufgetreten zu sein.

Eine etwas bessere Auswertung als nur durch einfache Gegenüberstellung der Mittelwasserstände erfahren die Pegelablesungen durch Aufstellung der Wechselbeziehungen zwischen den Wasserständen der einzelnen Pegel, der sog. „Pegel-Relationen“ (Pegelbeziehung), oder auch durch Bestimmung der „gleichwertigen Wasserstände“. Diese beiden Bezeichnungen stellen verschiedene Begriffe vor. Die Pegelrelation gibt an, welcher Wasserstand an einem Pegel B einem bestimmten Wasserstande des Vergleichspegels A entspricht. Man erhält sie durch Auftragen der gleichzeitigen Ablesungen beider Pegel auf zwei Koordinatenachsen (Abb. 3). Es dürfen hierzu nur die Ablesungen bei „Beharrungszuständen“ herangezogen werden, während deren die Wasserführung sich nicht ändert, da es sich während eines An- oder Abschwellens nicht genau bestimmen läßt, in welchem Zeitpunkte in B die gleiche Wassermenge durchgeflossen ist wie in A. Ebenso müssen jene Wasserstände ausgeschieden werden, die durch die Änderung der Wasserführung eines Zuflusses zwischen A und B beeinträchtigt sind. Ein größerer Zufluß schließt überhaupt einen solchen Vergleich aus, man muß von seiner Mündung an von einem neuen Vergleichspegel A' ausgehen. Das Auftragen der Wasserstände von A und B ergibt, weil unvermeidliche Beobachtungsfehler und sonstige zufällige Einwirkungen (Wind, Wellenschlag) die Punkte auseinanderfallen lassen, einen Punkthaufen, dessen nach Schätzung eingezeichnete Mittellinie die gesuchte Pegelbeziehung ist. Zeigt sich nun beim Vergleich der Pegelbeziehungen zweier verschiedener Beobachtungszeiträume, z. B. des Jahres T_1 und des Jahres T_2 , daß dem gleichen Wasserstande des Vergleichspegels A am Pegel B in der Zeit T_1 und in der Zeit T_2 verschiedene Wasserstände (Abb. 3) entsprechen, so kann an dieser Veränderung eine Flußbettveränderung schuld sein, vorausgesetzt, daß als Vergleichspegel A eine unveränderliche Pegelstelle gewählt werden konnte; es ist dann noch zu untersuchen, wieweit die Veränderung des Wasserstandes der etwaigen Veränderung des Gefälles usw. zuzuschreiben ist.

Ähnlich ist die Benutzung der „gleichwertigen Wasserstände“ für den angeführten Zweck, nur daß deren Bestimmung eine vollkommen andere

genommen, ohne daß die einzelnen Ablesungen unter sich den gleichen Tagen entsprechen müssen. Ferner scheidet die obenerwähnte Fehlerquelle bei Einmündung eines Seitenflusses aus, weil der aus der normalen Beziehung herausfallende Wasserstand in B sich eben einer geringeren Häufigkeit einreicht. Aus dem gleichen Grunde können hier Pegel zum Vergleich herangezogen werden, die durch einen Nebenfluß getrennt sind, der die Aufstellung einer Pegelbeziehung sehr erschweren würde, sofern nur dieser Nebenfluß im allgemeinen die gleiche hydrologische Eigenart wie der Hauptfluß hat.

Um eine Veränderung der Abflußverhältnisse an der Pegelstelle B im Jahre T_2 gegen jene im Jahre T_1 zu erkennen, sind die Häufigkeitslinien jedes dieser Jahre für sich zu vergleichen, die je nach der hydrologischen Jahreseigenart sehr verschieden sein können. Bei dem (als unveränderlich angenommenen) Vergleichspegel A entspreche der Häufigkeit H_1 der Wasserstand P_A ; der „gleichwertige Wasserstand“ an dem zu untersuchenden Pegel, d. h. jener mit der Häufigkeit H_1 sei P_B . Im Jahre T_2 zeige der Wasserstand P_A die Häufigkeit H_2 ; wenn sich nun in B die Abflußverhältnisse nicht geändert haben, dann müßte der Wasserstand P_B ebenfalls von der Häufigkeit H_2 sein, weil die dem Wasserstande P_A entsprechende Wassermenge nunmehr H_2 mal abgeflossen ist und also auch H_2 mal den Pegelstand P_B hätte hervorrufen müssen. Findet man aber, daß der gleichen Häufigkeit H_2 ein anderer Pegelstand P_B' entspricht, so gibt der Abstand zwischen P_B und P_B' das Maß für die Veränderung der Abflußverhältnisse an. Dieses Maß wird für verschieden hohe Stände verschieden sein, je nachdem sich die das Abflußverhältnis verändernde Ursache mehr bei hohen oder bei niederen Wasserständen auswirkt, wofür Beispiele bereits angedeutet wurden. Es läßt sich bei diesem Verfahren schon etwas mehr erkennen, aber man sieht, daß volle Klarheit über eine etwaige Flußbettveränderung durch Verarbeitung von Pegelbeobachtungen allein nie zu erzielen ist, sondern daß man auch die anderen Elemente der Hydrometrie, Wasser- und Gefällmessung usw., heranziehen muß.³⁾ Man war früher, als die Möglichkeit zu genaueren wasserwirtschaftlichen Aufnahmen in

³⁾ Vergl. Die Bestimmung von Flußbettveränderungen in der „Bau-technik“ 1926, Heft 47 u. 48.

den meisten Fällen fehlte, fast ausschließlich auf die Pegelbeobachtung angewiesen, während dies heute, wo überall Präzisions-Nivellements vorhanden und Wassermessungen allgemein eingebürgert sind, im allgemeinen nicht mehr der Fall ist.

2. Erforschung der Hochwasserverhältnisse. Die unmittelbare Verwendung der Pegelbeobachtungen ist eben nur bei Fragen über die Wasserstände möglich, die neben der Frage nach der Sohlenveränderung auftreten. Es sei z. B. an die Landeskultur-Unternehmungen oder sonstige Entwässerungsanlagen erinnert, die sich ja auf die mittlere Wasserstandhöhe einer ganz bestimmten Zeitperiode, der Wachstumsperiode, aufbauen. Trotzdem haben aber die reinen Pegelablesungen (ohne gleichzeitige Abflussmengenbestimmung) heute nicht an Wichtigkeit verloren, sondern auf einem besonderen Gebiete, nämlich auf dem der wissenschaftlichen Erforschung des Hochwasserablaufes, der Hochwasservorhersage und des Hochwassernachrichtendienstes, für die höheren Wasserstände an Bedeutung gewonnen. Mit den neuzeitlichen Nachrichtenmitteln wurde es möglich, die Niederschlagverhältnisse und Wasserstandhöhen gleichzeitig an eine Zentralstelle zu melden, die den weiteren Verlauf der Hochwasserwelle schätzen oder berechnen und das Ergebnis noch recht-

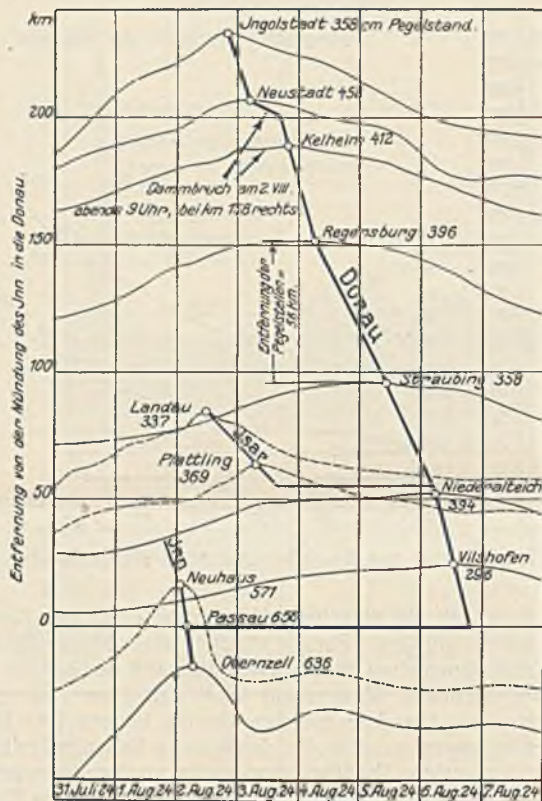


Abb. 5. Flutwellen- und Wellenscheitelplan.

zeitig den Interessenten mitteilen kann. Man bedient sich bei diesen Arbeiten vor allem des Wellenplanes, von dem in Abb. 5 ein Beispiel gegeben sei. Es werden hier die Pegelstände der zu untersuchenden Hochwasseranschwellungen von wagerechten Zeitabszissen aus in der Weise aufgetragen, daß die gegenseitigen senkrechten Abstände der Wellenscheitel den Entfernungen der Pegelstellen, in der Flußachse gemessen, entsprechen (vergl. Abb. 5, Regensburg—Straubing). In den gleichen Plänen werden auch die Wellen der größeren Nebenflüsse aufgenommen, wobei man zweckmäßig für jeden Flußlauf eine besondere Farbe wählt, da der Plan bei vielen Pegelstellen sonst unübersichtlich wird.

Aus dem Wellenplan erhält man sofort eine ganze Reihe von Aufschlüssen. Man sieht, wie die Hochwasserwelle mit dem Talabwandern sich immer mehr verflacht und verlängert (vergl. Ingolstadt und Vilshofen); man erkennt die Größe der Hochwasserwellen der Nebenflüsse und ihren Einfluß auf die Welle des Hauptflusses (die Donauwelle in Oberzell ist durch die Innwelle bestimmt); man sieht, in welchem Maße die Wellen der Nebenflüsse die Hauptwelle durch Auftreffen auf ihren Scheitel erhöhen oder sie durch Voreilen oder Nacheilen verlängern (die Isarwelle verlängert die Donauwelle bei Niederaltaich nach vorwärts durch früheres Eintreffen); die Ursache und der Verlauf der Doppelwellen wird klar, die Wirkungsweise der dem Flusse in seinen Altwassern und Überschwemmungsgebieten zur Verfügung stehenden Rückhaltebecken sichtbar und Unregelmäßigkeiten im Wasserablauf und Dammbüche oder Eisstauungen zeichnen sich ab (der Dammbuch bei km 158 verflacht die

Welle bei Kelheim). Man kann dann noch die Wellenscheitel durch gerade Linien verbinden und erhält so den „Wellenscheitel-Plan“, in dem die Neigung der Verbindungslinien einen Maßstab für die Geschwindigkeit des Fortschreitens der Wellenscheitel, die „Scheitelschnelligkeit“, darstellt. Auch hier tritt die Verzögerung oder Beschleunigung einer Hochwasserwelle durch Rückwärts- oder Vorwärtsaufbau der Welle des Nebenflusses oder die Störung durch einen Dammbuch klar zutage (an der Innmündung bei Passau, beim Dammbuch zwischen Neustadt und Kelheim).

Da bei den großen Flüssen mit ihren flachen Hochwasserwellen der Höchststand meist nicht klar hervortritt und außerdem die unvermeidlichen Ungenauigkeiten der Ablesung sowie sonstige Störungen (Wind, Stauungen durch Treibzeug usw.) den wirklichen Wellenscheitel nicht immer klar erkennen lassen, muß man beim Ziehen der Verbindungslinie der Wellenscheitel etwas ausgleichen, um ein übersichtliches Bild zu bekommen. Vielfach werden auch bei langgezogenen Wellen mit einem längere Zeit anhaltenden Höchststande die Punkte des Eintretens des Höchststandes verbunden, das ebenfalls für manche Fragen von Wichtigkeit ist.

Bei der Verschiedenheit der Niederschlagverhältnisse, die keiner jährlich wiederkehrenden Gesetzmäßigkeit folgen, wird jeder Wellenplan verschieden sein. Ein Vergleich der einzelnen Wellenpläne läßt das jedem Hochwasserablauf Eigenartige hervortreten, er zeigt für die Aufstellung von Regeln für die Hochwasservorhersage, wo Gesetzmäßigkeiten im Wellenablauf noch gefunden werden können und wo nicht mehr, er gibt für die Organisation des Hochwasser-Nachrichtendienstes eine Übersicht, mit welcher Schnelligkeit die Nachrichtenmittel arbeiten müssen, um die Hochwasservorhersage noch praktisch ausnutzen zu können.

Es gehört nicht hierher, auf die Wege der Einzelauswertung näher einzugehen, da nur die Möglichkeiten der Auswertung von reinen Pegelbeobachtungen behandelt werden sollten. Die hier angedeuteten Arbeiten werden bei der heutigen Bedeutung unserer großen Wasserläufe an allen diesen durchgeführt. Vorbildlich hierfür waren die Arbeiten des badischen hydrographischen Instituts, das mit der Untersuchung der Rheinhochwasserfrage befaßt war und noch ist, und das die Ergebnisse in einem großen Werke⁴⁾ veröffentlicht hat.

3. Ermittlung der Wasserführung. Endlich ist noch die heute selbstverständliche Verwendung der Pegelstände als Wassermengenanzeige zu erwähnen. Es läßt sich durch entsprechend viele Wassermessungen eine Beziehung zwischen Wasserstand und Wassermenge aufstellen und in der „Schlüsselkurve“ graphisch darstellen. Die Sache ist theoretisch zu einfach, um hier weiter darauf einzugehen, während die Schwierigkeiten der praktischen Durchführung nicht hierhergehören. Für den genannten Zweck kommt natürlich nur eine Pegelstelle in Betracht, deren Abflußverhältnisse sich fast nicht oder nur langsam ändern. Hier kann zur Beurteilung, ob die Pegelstelle „gut“ oder „schlecht“ ist, die Betrachtung der Linie der Jahresmittel wertvolle Dienste leisten.

Man hat früher in mancher Hinsicht von den Pegelablesungen mehr gehalten, als sich bei genauer Untersuchung rechtfertigen läßt. Trotzdem haben sie gleichzeitig mit der Vertiefung der Theorie des Wasserbaues und der Ausbreitung seiner praktischen Anwendung immer mehr an Bedeutung gewonnen; da sich ja auch die Wassermengen im freien Fluß nicht unmittelbar registrieren lassen, sondern dies nur bei den Wasserständen der Fall ist, so ist deren Erhebung auch für alle von der Wasserführung abhängenden Fragen unerlässlich. Man hat daher im Laufe der Zeit nicht nur das Pegelnetz verdichtet, sondern auch die Zahl der Beobachtungen an vielen Pegeln vermehrt. Weit aus die meisten Pegel werden täglich mindestens einmal, bei Hochwasser auch stündlich abgelesen. An den wichtigsten Stellen bedient man sich außerdem noch selbstschreibender Pegel, die den Verlauf der Wasserstandlinie in jedem Zeitpunkte wiedergeben.

Aus dem Vorhergehenden ergibt sich, daß nicht für alle Fragen die Pegelbeobachtungen genügenden Aufschluß geben können und daß man sehr leicht irreführt werden kann, wenn man nicht eine restlose Klärung der Probleme anstrebt. Für viele Zwecke sind die Pegelbeobachtungen wohl zur Gewinnung einer allgemeinen Übersicht und eines Urteils, nach welcher Richtung die Untersuchung zu führen ist, recht wertvoll, aber sie dürfen nicht allein ausschlaggebend sein. Gerade eine der wichtigsten Fragen des Flußbaues, die Veränderung der Höhenlage der Flußsohle und die Wirkung von flußbaulichen Maßnahmen, kann bei der Verwickeltheit der Zusammenhänge nur durch Heranziehung aller hydraulischen Elemente behandelt werden. So selbstverständlich dieses alles ist, so ist es doch oft recht schwer, den Beteiligten die Dinge klar zu machen und ihren aus der unmittelbaren Beobachtung abgeleiteten Anschauungen entgegenzutreten. Die fleißigsten Pegelbeobachtungen können das übrige hydrotechnische Rüstzeug nicht ersetzen, sondern nur ergänzen.

⁴⁾ Ergebnisse der Untersuchung der Hochwasserverhältnisse im deutschen Rheingebiet. Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Großherzogtum Baden. 6. Bd. Berlin 1891. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls.

Von Reichsbahnrat Dr. Ing. Jacobi, Berlin.

(Schluß aus Heft 16.)

b) Die eisernen Überbauten.

Die neuen zweigleisigen eisernen Überbauten sind aus hochwertigem Baustahl St 48 hergestellt. Die beiden in 8,60 m Entfernung liegenden Hauptträger jeder Öffnung sind vollwandige Zweigelenkbogen von 64,00 m Stützweite und 8,00 m Pfeilhöhe, deren Stehbleche im Scheitel 1997 mm, an den Kämpfern 1182 mm hoch sind. Im Scheitel liegt die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern, nach den Seiten zu ist sie mit Portalrahmen die in 4,50 m Abstand liegen, auf die Bogenträger abgestützt (Abb. 12, Ansicht der Seitenöffnung am linken Ufer). Die Hauptträger, die im Querschnitt doppelwandig nach Abb. 13 ausgebildet sind, haben in den Anschlußpunkten der Portalrahmen vollwandige Aussteifungen und Bindebleche, in den zwischenliegenden Drittelpunkten aufgelöste Versteifungen in Dreieckform. Abb. 13a zeigt den Querschnitt im Anschluß-



Abb. 12.

punkt eines Portalrahmens und des Windverbandes im Punkte 13 (s. Abb. 14), Abb. 13b den Querschnitt in einem Drittelpunkte im Feld 12—13. Im Scheitel und in den Drittelpunkten jeder Bogenhälfte sind Universalstöße vorhanden, so daß jeder aus zwei einwandigen Bogen zusammengesetzte Hauptträger aus zwölf Montageteilen besteht. Abb. 14 zeigt den Grundriß der Brücke mit Quer- und Längsträgeranordnung, den Wind- und Bremsverbänden. Die Fahrbahnlängsträger, I 42^{1/2}, liegen in den fünf Seitenfeldern auf den Querträgern und sind als durchlaufende Träger ausgebildet, in den drei Mittelfeldern liegen sie zwischen den Querträgern. An den Stoßstellen der durchlaufenden Längsträger und an den Querträgeranschlüssen ist die Kontinuität bzw. die Einspannung durch Anschlußplatten und Winkel- aussteifungen gewahrt. Nur die Längsträger des Mittelfeldes 7—8 sind mit Rücksicht auf den Montagevorgang, der ein Scheitelgelenk und eine Unterbrechung der Fahrbahn verlangt, gelenkig und auf der einen Seite verschieblich gelagert und daher als Balken auf zwei Stützen gerechnet.

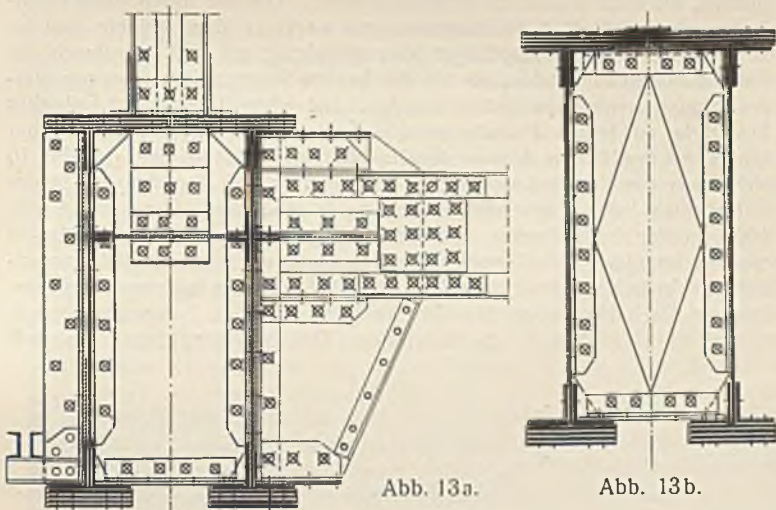


Abb. 13a.

Abb. 13b.

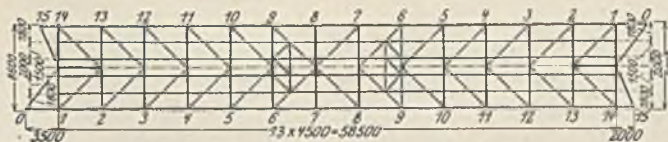


Abb. 14.

Gegenseitig sind die Fahrbahnlängsträger durch einen Schlingerverband aus $\square 20$ der üblichen Bauart ausgesteift. Den Anschluß an die Landpfeiler vermitteln Schleppträger, die auf dem Kammermauerwerk fest, auf den Kragenden der durchlaufenden Längsträger beweglich gelagert sind. An den Strompfeilern sind die Schleppträger mit den Längsträgern der Überbauten fest verbunden und auf den Pfeilern beweglich gelagert.

Durch diese Anordnung werden die Bremskräfte der Schleppträger von den Bremsverbänden der Überbauten mit aufgenommen. Die zwischen den Schleppträgern auf den Pfeilern liegenden Zwischenstücke sind mit dem einen Schleppträger fest verbunden, auf dem anderen beweglich gelagert, so daß die Längsbeweglichkeit der anschließenden Überbauten ausgeglichen werden kann.

Zur Aufnahme der Windkräfte ist in der Bogenachse der Hauptträger ein Windverband angeordnet (Abb. 14), in den Anschlußpunkten des Windverbandes an die Hauptträger sind die beiden Stehbleche des Hauptträgers durch wagerechte Bleche ausgesteift. In den dem Mittelfelde benachbarten Feldern ist in den Windverband je ein Bremsverband eingeschaltet. In den vier äußeren Feldern dienen die beiden nebeneinanderliegenden Schlingerverbände gleichzeitig als oberer Windverband,

der sich in den Anschlußpunkten 4 und 11 auf den Hauptwindverband abstützt. In den Feldern 4—5 und 10—11 liegt der Windverband in Querträgerunterkante, in den fünf Mittelfeldern in Längsträgerunterkante.

Der aus Stahlguß bestehende Lageroberteil (Abb. 15) legt sich mit seiner Hohlfläche auf die gewölbte Fläche der Kugelkalotte, die aus geschmiedetem Stahl hergestellt ist. Die Kugelkalotte ist auf dem in Stahlguß gefertigten Lagerbock in Richtung der Auflagerfläche und senkrecht zu ihr verschieblich gelagert, um Ungenauigkeiten in der Montage auszugleichen und die Wölbung der Kalotte in die Hohlfläche des Lageroberteiles eintreiben zu können. Das Maß der Verschiebung ist gegeben durch die zwischen Lagerbock und Kalotte liegenden Flachkeile und durch die oberhalb und unterhalb der Kalotte angeordneten Seitenkeile. Zwischen der Unterfläche des Lagerbockes und dem aus hochwertigem Eisenbeton gefertigten Auflager liegt eine Bleiplatte von 10 mm Stärke.

Die Auflager der Fahrbahnschleppträger sind durchgehende Eisenbetonbalken.

An beiden Seiten der Fahrbahn ist je ein Dienststeg angeordnet, der sich in der Mitte an den über die Fahrbahn ragenden Hauptträgern totläuft. Stromauf ist außerhalb des Hauptträgers ein auf Kragträgern ruhender Fußgängersteg von 1,50 m Breite für den öffentlichen Verkehr geschaffen, der beiderseits durch Rampen zugänglich gemacht ist. Im Zusammenhang mit der Fußsteganlage werden die Befestigungstürme am rechten Ufer, die die Aussicht des Lokomotivpersonals außerordentlich verschlechtern, bis auf die Höhe des Brüstungsbandes beseitigt. Auf dem stromab gelegenen stehenbleibenden Unterbau des Turmes wird ein eiserner Mast zur Aufnahme des Fahrseiles aufgestellt, das bisher an dem Turmaufbau befestigt war.

Das Tragwerk der Dienststege und des Fußsteges besteht aus St 37; die Fahrbahn ist mit Warzenblechen, die Dienststege und der Fußsteg sind mit Bohlenbelag abgedeckt.

An jedem Überbau hängt ein Besichtigungswagen, der an den Außenseiten der Hauptträger auf Zahnstangen läuft, so daß die Konstruktion in ihrer ganzen Breite zugänglich ist. Die Wagen, die Steigungen und Gefälle verschiedener Stärken befahren, haben Aus-

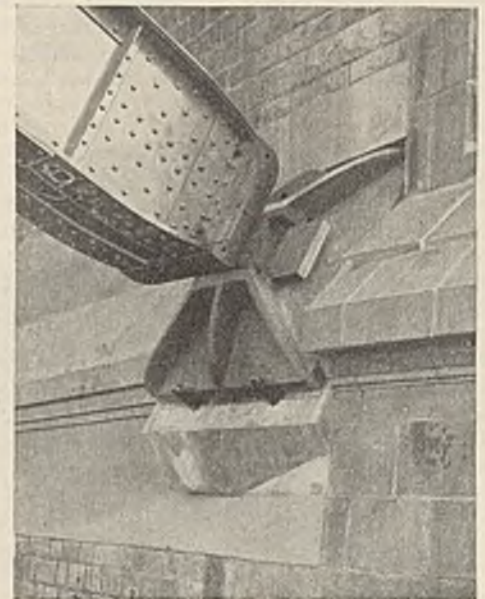


Abb. 15.

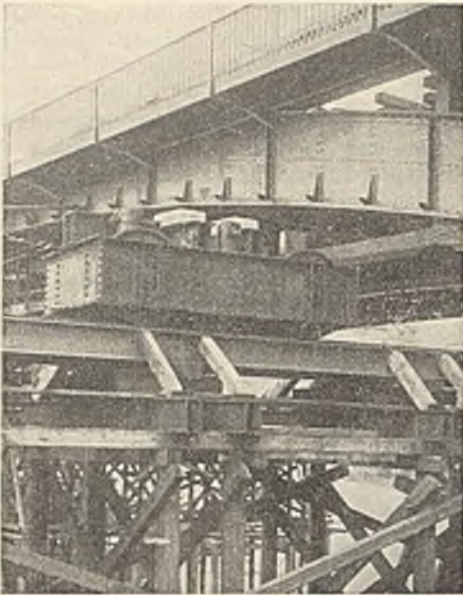


Abb. 16.

gleichvorrichtungen zum jeweiligen Einspielen der Achslage und neben den üblichen Bremsen selbsttätige Hemmungen im Falle besonderer Vorkommnisse.

Das Eisengewicht der drei Überbauten beträgt rd. 1250 t hochwertiger Bau- und Flußstahl (St 48 und St 37), das Gewicht der Lager beläuft sich auf 100 t, für die Herstellung der Schwellen und des Bohlenbelages der Dienststege und des öffentlichen Fußsteiges sind 210 m³ Eichenholz verarbeitet. Das Eigengewicht eines Überbaues, bezogen auf das laufende Meter eines Hauptträgers, beträgt 4,1 t; an diesem Gewicht ist der Hauptträger selbst mit einem Eigengewicht von 1,8 t/m, die Fahrbahn mit einem solchen von 2,1 t/m beteiligt. Der wagerechte Schub eines Hauptträgers beträgt aus Eigengewicht 263 t, aus der ungünstigsten Verkehrsbelastung durch den Lastenzug *N* 953 t. Im ungünstigsten Falle erreicht der wagerechte Schub einschl. aller Nebenwirkungen eine Größe von 1302 t bei einer senkrechten Auflagerkraft von 607 t. Die Resultierende dieser beiden Kräfte ergibt am Auflager eine größte Bogenkraft von 1436 t, die zwischen dem Lageroberteil und der Kalotte eine Pressung von 7,6 t/cm² und unter dem Lagerbock eine größte Kantenpressung von 50 kg/cm² hervorruft.

Die neuen Überbauten wurden, wie bereits erwähnt, stromauf in 25 m Entfernung von der alten Brücke auf hölzernen Montagegerüsten zusammengebaut. In einer Zugpause mußte der alte Überbau einer jeden Öffnung ausgefahren und der neue gleichzeitig eingefahren werden. Zu diesem Zweck wurden die Hauptträger der Überbauten in zwei rd. 18 m von der Bogenmitte liegenden Punkten auf Verschubwagen abgefangen, so daß der alte und der neue Überbau auf je vier Wagen ruhte. Die Verschubwagen waren zweiachsige Fahrzeuge mit 2,50 m Achsstand und 1,50 m Spurweite. Jeder Wagen hatte eine Tragfähigkeit von 160 t. Die Last übertrug sich durch vier mit doppeltem Spurkranz versehene Räder auf die Laufschiene der Verschubbahnen. Die beiden Verschubbahnen jeder Öffnung, auf denen sich die Verschubwagen bewegten, liefen parallel zur Stromrichtung und hatten eine gegenseitige Achsentfernung von 36 m. Zwischen den Verschubwagen und den Überbauten waren Wasserdruck-



Abb. 17.

pressen eingeschaltet, die eine Bewegung der Eisenkonstruktion in senkrechter Richtung gestatteten. Die Pressen wurden von Hand bedient. Die Hubkraft einer jeden Presse betrug unter dem neuen Überbau 200 t, unter dem alten 100 t.

Die vier hintereinanderliegenden Verschubwagen des alten und neuen Überbaues einer Öffnung wurden durch Steifkupplungen miteinander verbunden, so daß das Ausfahren des alten und das Einfahren des neuen Überbaues in einem Arbeitsvorgang stattfand. Die Zugkraft lieferten zwei an den Enden der Verschubbahnen aufgestellte elektrisch betriebene Zugwinden von je 5 t Zugkraft (an der Trommel), die mit Gleichstrom gespeist wurden. Da der neue Überbau mit den Schwellen und einem Gleis rd. 460 t, der alte Überbau rd. 290 t wog, war ein Gewicht von 750 t zu bewegen.

Abb. 16 zeigt einen unter einem neuen Überbau stehenden Verschubwagen mit der Verschubbahn. Zwischen den I-Trägern ist die Wasserdruckpresse sichtbar, rechts daneben die zugehörige Handpumpe. Auf den I-Trägern liegen die Buchenholzklotze, die zum Abfangen der Konstruktion dienen.

Der neue Überbau war demnach während der Auswechslung abweichend von der seiner Form und Berechnung entsprechenden Lagerung abgestützt und beansprucht. Diese, wenn auch nur vorübergehende, Lagerung hätte bleibende Durchbiegungen der Hauptträger und bei ungleichmäßigem Setzen der Verschubbahn oder ungenauem Einspielen der Hubpressen Verdrehungen und daher Formänderungen des ganzen Systems zur Folge gehabt, die nicht wieder zu beseitigen waren. Um die durch diese Formänderungen bedingten Nebenspannungen zu vermeiden, ordnete man im Scheitel der beiden Hauptträger Montagegelenke an und unterbrach die Fahrbahn im Gelenkfeld, so daß die beiden Bogenhälften etwaigen Verdrehungsmomenten nachgeben konnten. Die labile Wirkung des Gelenkes beseitigte an jedem Hauptträger ein Zugband, das unmittelbar an der Innenseite der Stützpunkte an den Hauptträgern befestigt war. In Abb. 16 sieht man das Zugband und seinen Anschluß an den Hauptträger. In der Mitte eines jeden Zugbandes befindet sich eine Wasserdruckpresse von 100 t größter Kraftäußerung, mit der das Zugband verkürzt und verlängert werden konnte. Diese Ausgleichvorrichtung machte es möglich, gegenseitige Verdrehungen der beiden Bogenhälften, die während des Verfahrens durch Mängel an der Verschubbahn oder den Bewegungsvorrichtungen eintraten, wieder zu beseitigen. Daneben ermöglichte sie auch

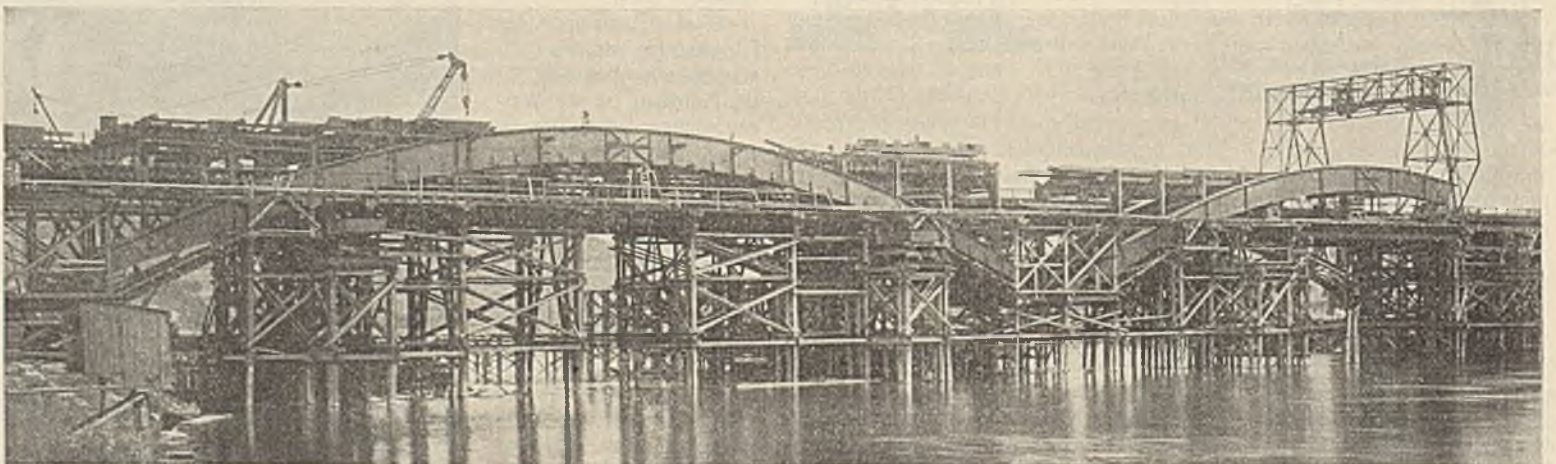


Abb. 18.

vor allen Dingen, die vorgeschriebene Überhöhung bei etwaigen Veränderungen während des Einschleppvorganges je nach Bedarf wieder einzuspielen, und erleichterte das Absenken des Überbaues auf die Lager.

Das 33,55 m lange Zugband bestand aus $2 \square 30$ aus St 37 mit einem nutzbaren Querschnitt von $63,6 \text{ cm}^2$ und hatte rechnerisch eine Kraft von rd. 80 t aufzunehmen. Der Anschluß an die Hauptträger geschah an jeder Seite durch 20"-Schraubenbolzen von je $3,57 \text{ cm}^2$ Kernquerschnitt. Das Zugband erhielt eine Sprengung von 100 mm und wurde in Abständen von 6 m an dem zugehörigen Hauptträger aufgehängt, so daß der Höhenunterschied zwischen Scheiteltgelenk (Hauptträgermitte) und Mitte Zugband 3,35 m betrug. Zur Aufnahme der in der Mitte eingebauten Ausgleichvorrichtungen ist es durch I 40 ausgesteift.

Die Rheinstrombauverwaltung gestattete die Aufstellung von Gerüsten im Strom nur in der Zeit vom 1. April bis Ende Oktober. Für die Durchführung der Arbeiten an den Strompfeilern und den Ersatz der alten Tragwerke durch neue standen daher nur sieben Monate zur Verfügung. Nach dem vertraglich festgelegten Bauprogramm sollte die linksufrige Seitenöffnung am 15. Juli, die Mittelöffnung Ende August und die rechtsufrige

Anfang Mai übernahm der am linken Ufer aufgestellte Schwenkmast (Abb. 17) von 12 t Tragfähigkeit, der das Material von den Bauwagen unmittelbar bis auf das Montagegerüst verbringen konnte, die gesamten Entladearbeiten. Ende des Monats konnte nach Fertigstellung des Gerüstes der ersten Öffnung auf der Rüstung ein Portalkran von 12 m Spurweite und 12,5 t Tragfähigkeit aufgestellt werden, der die vom Schwenkmast abgegebenen Teile in der Längsrichtung bis zur Einbaustelle verfuhr. Der Schwenkmast entlud später auch die Eisenteile der Überbauten, von denen die schwersten, die 2 m hohen Mittelstücke der Hauptträger, ein Gewicht von 11 t hatten; der Portalkran beförderte sie in der Längsrichtung des Gerüstes und diente gleichzeitig als Montagekran. Die Montage des ersten Überbaues dauerte mit einer achttägigen Unterbrechung durch einen örtlichen Baustellenstreik vom 1. Juni bis Mitte Juli. Genietet wurde ausschließlich mit Druckluftniethämmern unter Benutzung von Druckluftgegenhaltern. Die Druckluft von 7 at Spannung lieferte ein Kompressor, der von einem Gleichstrommotor von 35 PS angetrieben wurde. Der Gleichstrom von 220 V Spannung wurde, wie bereits erwähnt, aus der vorhandenen Drehstromleitung von 220 V Spannung umgeformt. An einem

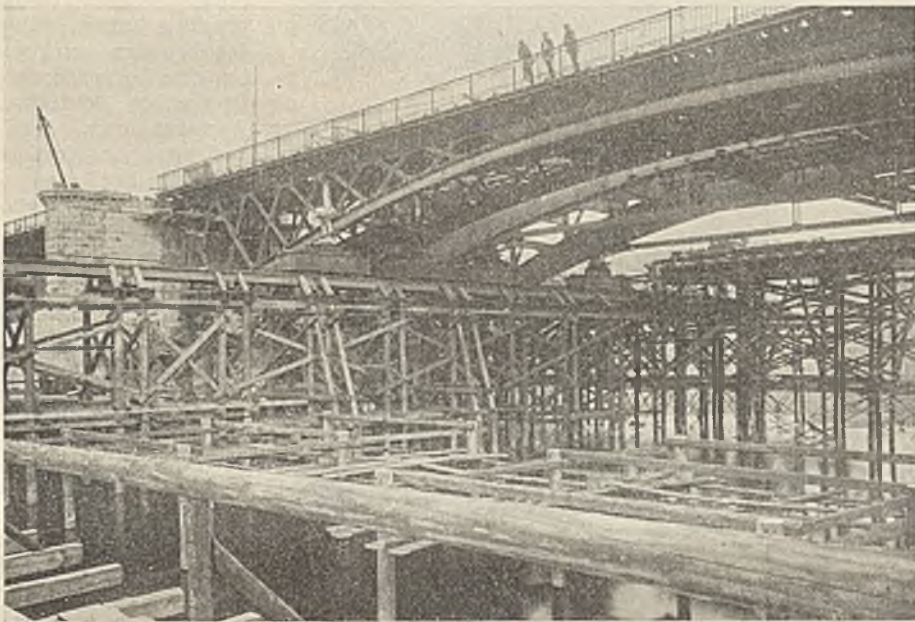


Abb. 19.

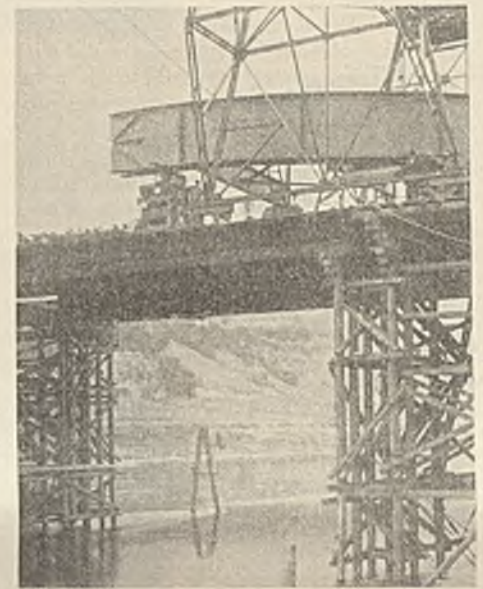


Abb. 20.

Seitenöffnung Mitte Oktober ausgewechselt werden. Diese Reihenfolge der Arbeiten war die gegebene, weil das Flußbett der Mosel sich vom linken nach dem rechten Ufer allmählich abflachte und die für den linksufrigen Überbau benutzten Rüstungen für die Montage der letzten Öffnung am rechten Ufer wiederverwendet werden sollten.

Nach Einrichten der Baustelle in der ersten Hälfte des Monats April begann die Gutehoffnungshütte am 19. April mit dem Rammen der Tragpfähle des Montagegerüstes der linken Seitenöffnung. Der am linken Ufer hinter dem Landbauwerk aufgestellte Kran von 12,5 t Tragfähigkeit, der bereits zur Einrichtung der Baustelle gedient hatte, entlud die schweren Rammpfähle und die bereits in der Werkstatt fertig abgebundenen Obergerüste aus den auf dem Baugleis stehenden Wagen und gab sie an die Schwimmramme oder an den Lagerplatz ab. Die Schwimmramme war eine Dampf-Kettenramme mit einem Bärgewicht von 1100 kg, die im allgemeinen mit einer Hubhöhe von 150 cm arbeitete. Das Rammen der 30 cm starken Pfähle in dem kiesigen Untergrund machte keine Schwierigkeit. In der linken Seitenöffnung reichten sie 5 bis 6 m in das Flußbett, in der Mittelöffnung stand sie zum Teil bereits in 3 m Tiefe unter der Flußsohle auf dem Fels, in der rechten Seitenöffnung ruhten sie auf Langschwelen, die unmittelbar auf dem zutage tretenden Fels lagen.

Die unter dem Montagekran stehenden Pfähle erhielten die schwersten Lasten. Jeder dieser Pfähle hatte 15 t zu tragen. Diese Tragfähigkeit wurde nach der Brixschen Formel bei allen Pfählen erreicht. Jeder Pfahl der Verschiebbahn hatte eine Last von 28 t aufzunehmen. Die Pfähle wurden so lange gerammt, bis sie nicht mehr zogen, so daß sie theoretisch eine unendlich hohe Tragfähigkeit hatten. Sowohl an den Montagegerüsten wie an den Verschiebbahnen haben sich bis auf die in zulässigen Grenzen gebliebenen Senkungen unter den schweren Lasten keine nennenswerten Formänderungen gezeigt.

Das Aufstellen der Obergerüste folgte den Rammarbeiten auf dem Fuße. Abb. 17 zeigt die Herstellung des Montagegerüstes der ersten Öffnung. Links steht der nachfolgend erwähnte Schwenkmast, rechts arbeitet die Schwimmramme. Ein Teil des Obergerüstes ist bereits fertig aufgestellt.

Überbau waren 20 000 Baustellenniete zu schlagen, eine Arbeit, die von fünf Nietkolonnen in 20 Tagen geleistet wurde.

Abb. 18 zeigt den auf dem Montagegerüst zusammengebauten Bogen der linken Seitenöffnung und die in Montage begriffene Mittelöffnung. Links im Hintergrunde steht der am linken Ufer zwischen dem alten und neuen Überbau aufgestellte Schwenkmast, während der Portalkran mit dem Zusammenbau der Mittelöffnung beschäftigt ist. Die Montagegelenke im Scheitel sind deutlich sichtbar. In der Seitenöffnung stehen die Verschiebbahnen bereits auf den Enden der Verschiebbahnen unter dem Überbau.

Nachdem inzwischen die Arbeiten an dem linken Land- und Strompfeiler Anfang Juli beendet waren, konnte die Auswechslung der ersten Öffnung programmäßig stattfinden. Nach Fertigstellung der beiden Verschiebbahnen, nach Einbau der Zugbänder und Abbruch des Schwenkmastes, der zwischen dem alten und neuen Überbau stand, wurde der neue Überbau am 21. Juli durch Anpumpen der Wasserdruckpressen von der Rüstung abgehoben. Um an den Auflagern mit hinreichendem Spielraum vorbeifahren zu können, pumpte man ihn 15 cm höher, als nach seiner endgültigen Lage erforderlich war. Gleichzeitig erhielt das Zugband durch die eingebauten Pressen die vorgeschriebene Spannung von annähernd 80 t, bei der der Überbau die vorgeschriebene Überhöhung von 25 mm hatte (10 mm aus Eigengewicht und 15 mm aus der halben Verkehrslast). Nach Erledigung dieser Arbeiten zogen die Zugwinden die neue Eisenkonstruktion an den alten Überbau heran. Der Fahrweg von 13,45 m wurde in 35 Minuten zurückgelegt. In Abb. 19 ist der neue Überbau der linken Seitenöffnung an den alten Überbau herangefahren. Beide Überbauten stehen auf den Verschiebbahnen, die auf dem Verschiebgerüst ruhen. Der alte Überbau ist an den Auflagerpunkten durch kräftige Holzstempel ausgesteift. Am neuen Überbau sind die Zugbänder, im Hintergrunde ist das leere Montagegerüst sichtbar. Im Vordergrunde sieht man bereits den unteren Teil des Gerüstes, das später für den Abbruch des ausgefahrenen alten Überbaues dienen soll. Die Aufnahme ist von dem Transportsteg gemacht, der zu dem linken im Hintergrunde liegenden Strompfeiler führt, der bereits bis auf die obere Brüstung fertiggestellt ist.

Nachdem nunmehr die Vershubwagen des alten und neuen Überbaues gekuppelt, die Schwellen und Schienen des stromabwärts gelegenen Gleises verlegt waren, konnte die Auswechslung in der Nacht vom 24. zum 25. Juli (Sonntag auf Sonntag) stattfinden. Für die Arbeiten, die in der Nacht vom Sonntag auf Sonntag stattfinden mußten, weil der Güterzugverkehr ruhte und die Pause zwischen den Personenzügen infolge Fortfalls eines am Sonntag Morgen fahrenden Arbeiterzuges größer als in den übrigen Nächten war, stand die Zeit von 11,30 Uhr nachts bis 8 Uhr morgens zur Verfügung.

Zunächst wurden die Fahrbahnschleppträger und die Enden der Bogenträger des alten Überbaues, die von den neuen Auflagern eingeschlossen waren und infolgedessen jede Bewegungsmöglichkeit des alten Überbaues verhinderten, mit Schneideapparaten abgebrannt. Gleichzeitig pumpte man den alten Überbau auf den Vershubwagen in die Höhe, um die Bogenenden von den Lagern abzuheben und das Loslösen der abgeschnittenen Bogenstücke zu erleichtern. Die etwa 5 t schweren Enden der Hauptträger waren vorher mit Flaschenzügen an den Obergurten aufgehängt und wurden nach ihrer Abtrennung langsam herabgelassen. Zwei fahrbare Krane, die an beiden Enden des Überbaues bereitgestellt waren, setzten gleichzeitig die abgeschnittenen Enden der Schleppträger beiseite. Diese Arbeit dauerte bis 3 Uhr nachts. Sodann folgte das Ausfahren des alten und Einfahren des neuen Überbaues, für die Zuschauer der interessanteste Teil der Arbeiten. Der Fahrweg von 11,70 m wurde von 3,15 Uhr bis 3,35 Uhr, also in 20 Min. zurückgelegt. Das Absenken und Einlassen des Überbaues in die Lager mußte bei den großen Gewichten, die zu bewegen

waren, mit äußerster Vorsicht geschehen. Der Überbau wurde zunächst mit den Wasserdruckpressen bis zur richtigen Höhenlage abgelassen. Während dieser Arbeiten wurde der Druck der in den Zugbändern eingebauten Pressen ständig auf seine Unveränderlichkeit beobachtet. Nach Beendigung der Absenkung wurde die Überhöhung nachgeprüft und durch die Zugbandpressen nochmals genau eingespielt. Nachdem nunmehr die Kalotten mit Hilfe der Keilvorrichtungen eingeschlagen waren, wurden die Pressen auf den Vershubwagen und in den Zugbändern gleichzeitig gelöst. Ein hörbares Knacken der unter den Lagerböcken liegenden Bleiplatten an sämtlichen Auflagern zeigte, daß der

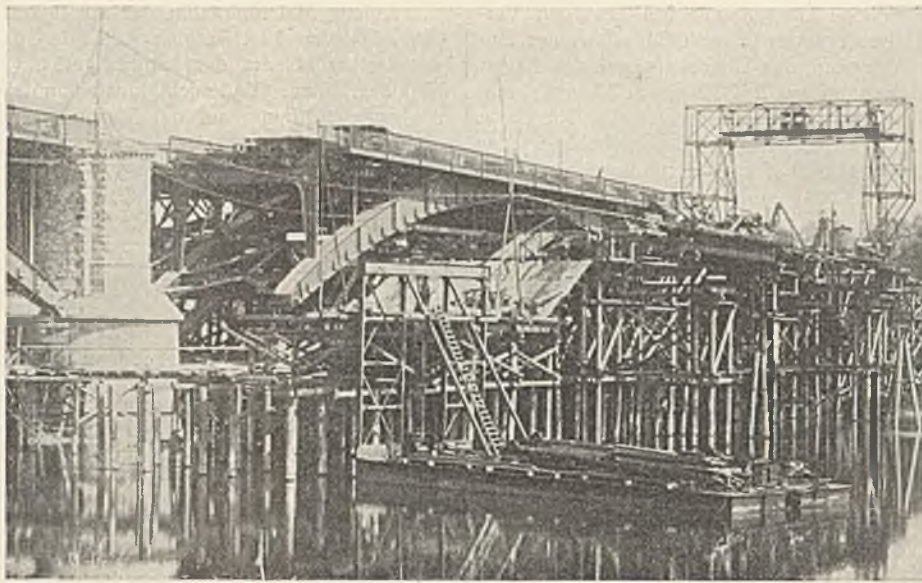


Abb. 21.

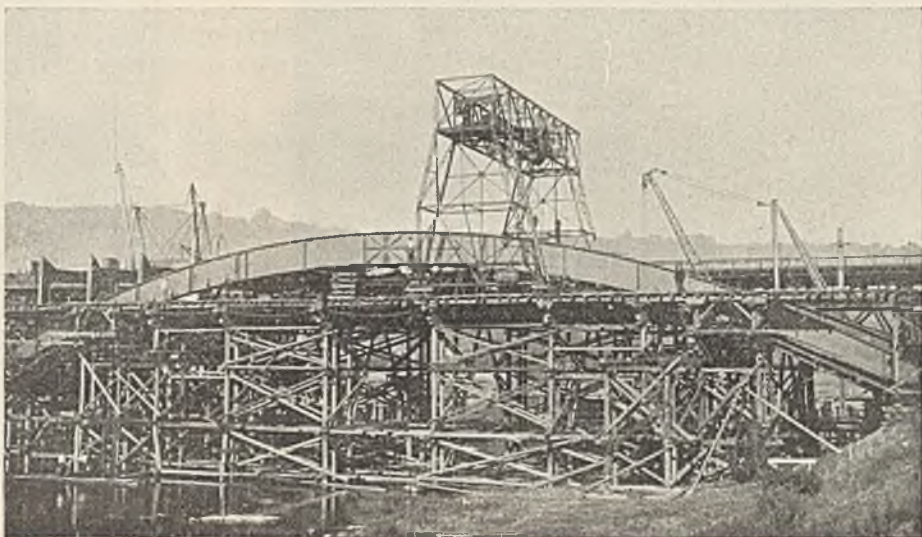


Abb. 22.



Abb. 23.

Überbau sich mit seinem ganzen Gewicht gleichmäßig aufgelegt hatte. Die nochmalige Nachprüfung der Höhenlage ergab Übereinstimmung mit den theoretisch verlangten Maßen. Nunmehr konnte man die seitlichen Schleppträger verlegen und die beiderseitigen Gleisanschlüsse fertigstellen. Nach Vornahme der Probelastung war das stromab gelegene Gleis um 8 Uhr morgens für den Zugverkehr fahrbar.

Das Gelenk wurde nach dem Ausbau der beiden Zugbänder, die an jedem Überbau wieder zur Verwendung kamen, während des Betriebes geschlossen. Um eine Verschiebung der Decklaschen, die in der Werkstatt nach den an der Nietteilung des eingeschobenen Bogens gefertigten Lehren gebohrt wurden, unter den fahrenden Zügen zu vermeiden, mußten sämtliche Nietlöcher auf das sorgfältigste verschraubt und verdornt werden. Die Löcher wurden sodann einzeln aufgerieben und vernietet, wobei strengstens darauf geachtet wurde, daß diese Arbeiten nur in Zugpausen stattfanden. Durch Stichproben wurde außerdem ständig die unveränderliche Lage der Decklaschen (auch unter den fahrenden Zügen) kontrolliert.

Nach Umlegung des Zugbetriebes auf das stromauf gelegene Gleis wurde der alte Überbau, der inzwischen durch ein Abbruchgerüst unterfangen war, zerschnitten und auf die in dem stromab gelegenen Baugleis stehenden Wagen verladen, eine Arbeit, die in zehn Tagen beendet war. Als Verladevorrichtung diente ein Kran mit zweiseitigem Schwenkmast, der auf dem alten Überbau aufgestellt und mit dem Fortschreiten der Arbeiten verschoben wurde.

Das Gerüst der Mittelöffnung unterschied sich insofern von den Gerüsten der Seitenöffnungen, als eine Schiffahrtöffnung von 18 m Breite freigehalten

werden mußte, die von sechs aus genieteten \square -Profilen zusammengesetzten Trägern von 19 m Stützweite überspannt wurde. Abb. 20 zeigt die Schiffahrtöffnung mit ihrer Überbrückung und das Mittelstück des stromab gelegenen Hauptträgers mit der Scheitelgelenkaussteifung. Das Gerüst war am 25. Juni soweit fertiggestellt, daß mit der Montage der Mittelöffnung begonnen werden konnte. Sämtliche Montageteile mußten bereits Mitte Juli mit dem am linken Ufer stehenden Schwenkmast abgeladen und eingebaut sein, weil der Schwenkmast zu diesem Zeitpunkt abgebrochen werden mußte, um den neuen Überbau der Seitenöffnung an den alten heranfahren zu können. Die Arbeiten ließen sich

planmäßig erledigen, so daß die Montage der Mittelöffnung am 28. August beendet war. Da kurz vorher, etwa Mitte August, die Verstärkungsarbeiten am rechten Strompfeiler gleichfalls zu Ende geführt waren, stand der Auswechslung der Mittelöffnung nichts mehr im Wege. Abb. 21 zeigt den beifahrenen Überbau der Mittelöffnung. Seitlich ist das leere Montagegerüst, im Vordergrund ein schwimmender Pfahlauszieher sichtbar, der die Rammfähle der ersten Öffnung beseitigt. Nach Umsetzen der beiden Verschubbahnen der ersten Öffnung, die für die beiden anderen Öffnungen wieder zu verwenden waren, in die Mittelöffnung und nach Erledigung der sonstigen bereits bei der Auswechslung des ersten Bogens geschilderten Restarbeiten folgte der Ersatz des alten Überbaues durch den neuen in der Nacht vom 4. zum 5. September.

Durch Verwertung der bei Auswechslung der ersten Öffnung gesammelten Erfahrungen gelang es, die Arbeiten in weit kürzerer Zeit zu bewältigen. Die Abtrennung der die Verschiebung behindernden Eisenteile des alten Überbaues war bereits um 1 Uhr nachts beendet, das Einpassen in die Lager dauerte bis 4,30 Uhr morgens, so daß der neue Überbau um 4,50 Uhr morgens fahrbar war, eine Rekordleistung, die nur durch die restlose aufopfernde Hingabe aller Beteiligten erzielt werden konnte. Der Abbau des alten Überbaues der Mittelöffnung fand in der bereits beschriebenen Art und Weise im Laufe des Monats September statt.

Der Abbruch des Gerüsts der linken Seitenöffnung und der Wiederaufbau am rechten Ufer geschah in der Zeit vom 2. August bis zum 7. September. Ein Motorboot schleppte das Gerüstholz von der linken zur rechten Stromseite. Das Überladen der Eisenteile der letzten Öffnung auf das Montagegerüst geschah vom rechten Ufer, wo der am linken Ufer Mitte Juli abgebrochene Schwenkmast wieder aufgestellt wurde. Die Montage der rechten Seitenöffnung war Mitte Oktober beendet. Die Auswechslung geschah in der Nacht vom 23. zum 24. Oktober, der Abbruch des alten Überbaues in der zweiten Hälfte des November. Abb. 22 zeigt die Montage der letzten Öffnung. Rechts im Hintergrunde steht der am rechten Ufer wieder aufgestellte Schwenkmast, in der Mitte des Überbaues der Montagekran. Links im Hintergrunde steht der doppelte Schwenkmast, der zum Verladen der einzelnen Teile des alten Überbaues dient.

Abb. 23 zeigt schließlich den ausgefahrenen alten Überbau der rechten Seitenöffnung mit dem doppelten zur Verladung dienenden Schwenkmast. Im Vordergrund liegt der Transportsteg zum rechten Strompfeiler.

Eine unliebsame Überraschung erlebte die Bauleitung nach der Auswechslung der letzten Öffnung dadurch, daß sich der obere Flachkeil des stromab gelegenen Auflagers des Strompfeilers unter den Wirkungen der Verkehrslast allmählich herausschob, so daß die Kalotte zum Teil hohl lag. In einer Zugpause mußte daher der zugehörige Hauptträger mit der Wasserdruckpresse von neuem angehoben und der Keil eingetrieben werden. Um derartige Vorkommnisse, die den Bruch der Auflagerkalotte und die Sperrung der Strecke zur Folge haben können, zu vermeiden, wurden sämtliche Keile durch kräftige Stahlbolzen festgelegt. Es empfiehlt sich, dies von vornherein vorzusehen, zumal die Lager an den Strompfeilern später nicht dauernd beobachtet werden können.

VI. Schlußbetrachtung.

Zur Durchführung der Arbeiten mußten in der kurzen Zeit von sieben Monaten allein für die Rüstungen 600 Pfähle gerammt, 800 m³ Holz verarbeitet und 1400 m³ Holz aufgestellt und abgebrochen werden. Über 1200 t hochwertiger Baustahl wurde eingebaut, 60 000 Baustellnetze wurden geschlagen, und 700 t Schweißbeisen wurde zerschnitten und verladen. Die Bauausführung war insofern besonders bemerkenswert, als Bogenträger von derartiger Spannweite in der vorbeschriebenen Art in Deutschland bisher noch nicht ausgewechselt worden sind. Das gute Gelingen der Arbeit ist ein Zeugnis für die hohe Leistungsfähigkeit des deutschen Brückenbaues. Die Arbeiten wurden dank der Hingabe aller Beteiligten in der durch das Bauprogramm festgesetzten Zeit bewältigt, ohne daß durch Unfälle oder Unstimmigkeiten die Arbeitsfreude gehemmt oder getrübt wäre.

Die gesamten Baukosten belaufen sich auf annähernd 2 000 000 R.-M.; von dieser Summe entfallen auf die Verstärkungsarbeiten an den Widerlagern, Pfeilern und Gewölben rd. 1 100 000 R.-M., auf die Eisnarbeiten rd. 900 000 R.-M.

Die Oberleitung der Arbeiten oblag dem Brückenzernenten der Reichsbahndirektion Trier, Reichsbahnoberrat Schröder; die örtliche Bauleitung hatte das Eisenbahnbetriebsamt 2, Koblenz.

Alle Rechte vorbehalten.

Teerstraßen in der Schweiz.

Von Oberbaurat i. R. Dr.-Ing. Cassinone, Karlsruhe.

Die Verwendung von Teer im Straßenbau hat ihren Ausgang von der Schweiz genommen, wo vor etwa 25 Jahren der Straßenmeister Äberli aus Zürich mit den ersten Versuchen hervorgetreten ist. Es lag nahe, daß diese Behandlungsweise dort weiter ausgebildet wurde, weil die kantonalen Straßenbaubehörden in ihren engbegrenzten Verwaltungsbezirken bei der Anpassung ihrer Straßen an den Kraftwagenverkehr mit beschränkten Geldmitteln zu rechnen hatten und schon deshalb auf tunlichste Verwendung heimischer Baustoffe angewiesen waren. Die fortgesetzten Bemühungen auf Verbesserung der Anwendungsweisen durch gründliche Erforschung der Eigenschaften des Bindemittels Teer sind unter der jahrelangen Behandlung nicht ohne Erfolg geblieben. Die Erfahrungen, die bei den allseits angestellten Versuchen gemacht wurden, werden gelegentlich der alljährlich veranstalteten Zusammenkünfte der Schweizer Straßenbaufachmänner ausgetauscht und der Allgemeinheit bekanntgegeben. Zu den Männern, die sich mit dieser Frage in den letzten Jahrzehnten eingehend beschäftigten, gehört der Kantonsingenieur von Appenzell-Außer-Rhoden Schläpfer in Herisau. Er hat nicht nur in der Leitung der Straßenbauverwaltung des Kantons im allgemeinen, sondern in der Verwendung von Teer zur Instandhaltung der Fahrbahn im besonderen gute Erfolge aufzuweisen und erbringt damit den Beweis, daß in einem engen Kreise, wenn die Aufgabe nicht zu weit gestellt und vor allem auf ein bestimmtes Ziel hingearbeitet wird, sich bezüglich der Wirtschaftlichkeit sichere Schlüsse ziehen lassen und nur bei planmäßiger Durchführung wesentliche Vorteile erreicht werden. So ist es Schläpfer gelungen, durch die von ihm angewandte Weise mittels Oberflächen- und Innenteerung die Straßen des Kantons in einen tadellosen, staubfreien, verkehrssicheren Zustand zu versetzen. Das ist um so bemerkenswerter, als es sich um Höhenlagen von 700 bis 1000 m über dem Meere handelt, wo mit langandauerndem Winter und häufigen Regenfällen zu rechnen ist, so daß die geeignete Jahreszeit für den Einbau des Teers auf eine recht kurze Frist zusammengedrängt wird. Vor allem aber wurde durch sachgemäße und sorgfältige Behandlung bei Vornahme der Teerarbeiten mit Erfolg der schädlichen Einwirkung des häufigen Auf- und Zugefrierens bei Witterungsumschlägen begegnet. Selbst unter diesen ungünstigen Umständen konnte die wasserdichte Abschlußschicht erhalten bleiben. Temperaturunterschiede von 45 °C am Tage sind keine Seltenheit.

Der Halbkanton Außer-Rhoden hat etwa 250 km Hauptstraßen und 200 km Nebenstraßen mit Fahrbahnbreiten von 6 bzw. 4,5 m Breite zu unterhalten. Es sind, abgesehen von kurzen Pflasterstrecken, Schotter-

decken, die mit Teer behandelt werden, und zwar aus Hartschotter, Kieselkalk, mit Oberflächenteerung oder Weichgestein, Flußgeschiebe der Kalkalpen, Nagelfluh, Kalkstein von geringerer Druckfestigkeit durch Innenteerung. Letztere Decken erhalten dann durchweg eine Oberflächenbehandlung mit Teer. Dabei wird schon von vornherein beim Einschlämmen der gewöhnlichen Schotterdecke wasseraufnehmendes lehmhaltiges Bindemittel streng ausgeschlossen und nur trockener, reingewaschener Flußsand zugelassen. Dieses Bindemittel wird, nachdem die Straße unter dem Verkehr nach einiger Zeit festgefahren ist, mit Stahldrahtbesen sorgfältig beseitigt, und zwar beruht gerade auf dieser Maßnahme die Dauerhaftigkeit des Teerüberzuges. Die erste Teerung geschieht mit dem leichter flüssigen Rohteer, der in die Schotterdecke tiefer eindringt; für die zweite Teerung, die im Spätjahr vor Frosteintritt aufgebracht werden muß, wird destillierter Teer in der auch anderwärts vorgeschriebenen Zusammensetzung verwendet. Neuerdings kommt dafür präparierter Teer, dem man Bitumen zugesetzt hat, zur Anwendung; dieser Teer ist bei niederen Temperaturen zäher und elastischer. Die Mischungen werden zum Einbringen fertig hergerichtet von den Schweizer Gaswerken bezogen. Der Teer wird in Handieersprengwagen von 200 l Kesselinhalt erhitzt, unter Druck ausgepumpt und durch Metallschlauch mit Brause auf der Oberfläche verteilt. In der Regel sind drei solcher Wagen gleichzeitig in Betrieb zu ununterbrochenem Arbeiten. Nach Aufbringen und teilweisem Abtrocknen des Teers wird bei erstmaligen Teerungen Rohsand aufgebracht. Da der Teer reichlich in die Fahrbahn eindringt, reicht der übrigbleibende nicht aus, um Splitt genügend abzubinden. Splitt in 8 bis 15 mm Korngröße wird erst bei wiederholten Teerungen in geschlossener 2 cm starker Schicht aufgebracht. Dadurch bleibt die Oberfläche stumpf und rauh, so daß Teerungen unbedenklich in Steigungen bis zu 7% angewendet werden können. Die Oberflächenteerung wird in den ersten Jahren zweimal, dann alljährlich und später ein über das andere Jahr vorgenommen. Sie überzieht die Fahrbahn mit einer wasserdichten starken Teerhaut, die der Schotterdecke eine fast unbeschränkte Dauer gibt, da sie den Einfluß des Tagewassers vollständig abhält, dessen Wirkungen sich bei langjährigen Deckenlagen mehr durch die einsetzende Verwitterung des Gesteins bemerkbar machen als die Abnutzung durch den Verkehr. So liegen vor 15 bis 20 Jahren gewalzte Decken noch vollkommen glatt da. Selbstverständlich muß der Untergrund gut entwässert sein; auf nassen Stellen versagt die Teerung.

Bei stärkerem und schwererem Verkehr wird die Fahrbahn aus Teerbeton hergestellt, auf dem Bauhof mit Rohteer nach sorgfältiger Staub-

reinigung heiß behandelte und dann längere Zeit gelagerter Schotter kalt eingewalzt, in einer Schicht von 5 bis 10 cm Stärke auf der vorher sorgfältig ausgebesserten alten Decke, in zwei getrennten Lagen bei Neubauten bei 4 cm Korngröße. Für den dichten Schluß ist die richtige Beigabe des „Füllers“ wichtig. In der Regel wird ein Drittel geteerter Splitt von 15 mm Korn beigemischt. Auf das Ganze kommt eine regelrechte doppelte Oberflächenteuerung. Auch hier ist die Lebensdauer bei sorgfältiger Instandhaltung, wobei die oberste Verschleißschicht stets erneuert wird, unbegrenzt.

Die Arbeit wird im Eigenbetrieb ausgeführt, wozu das erforderliche Personal herangezogen wird, da die Aufgabe mit der erstmaligen Herstellung nicht erschöpft ist, sondern daran eine ständige Überwachung und sorgfältige dauernde Instandhaltung anschließen muß, wenn der Erfolg erzielt werden soll. Die Wartung durch Einzelstraßenwärter ist aufzugeben, die Arbeiten führen Kolonnen in gemeinsamem Ineinanderarbeiten aus. In nächster Nähe von Herisau befindet sich eine entsprechend eingerichtete Bauhofanlage. In einem kleinen Fließchen wird in einem Kiesfang der bei den regelmäßigen Anschwellungen beigeschwemmte Kies gewonnen, in einem am Ufer stehenden Backenbrecher aufbereitet und sortiert. Das Bruchgut in den verschiedenen Stärken und der anfallende Sand werden der Teermaschine zugeführt, getrocknet, entstaubt, erhitzt, mit heißem Teer gemischt und überzogen etwa 70 bis 80 l auf 1 m³ Schotter und auf das Lager gebracht. Nach 2 bis 3 Monaten ist der Teerschotter dann benutzbar. Für die Anfuhr und Verteilung auf die Straßen ist ein Wagenpark von 6 bis 8 Lastkraftwagen mit kippbaren Wagenkasten beschafft worden, der, gleichfalls auf dem Bauhof untergebracht, stets in fahrbarem Zustande erhalten ist, das Kantonsgebiet mit Teerbaustoffen für die Neuherstellung von Straßeneindeckungen und bei der Instandhaltung und Ausbesserung

der Teerstraßen vorsieht und die Bedienungsmannschaft mit den Geräten rasch an Ort und Stelle verbringt.

Die oberflächlich geteernten und aus Teerbeton hergestellten Straßendecken lassen sich sehr leicht ausbessern, viel leichter als jeder andere Belag. Jedes Millimeter Abnutzung läßt sich durch Aufstreichen von Teer wieder ersetzen, stärkere Vertiefungen, Gleise werden durch geteernten Grus oder Feinschotter ausgelegt, im Bedarfsfalle die Fahrbahn auf die ganze Breite mit einer dünnen Schicht Teersplitt überzogen, sofern eine Oberflächenteuerung nicht genügen sollte. Die schadhafte Stellen und flachen Wasserlachen treten nach Regenwetter besonders deutlich hervor, und es werden dann deren Umgrenzungen auf der Decke mit Farbstrichen aufgezeichnet. Der ganze Erfolg beruht auf peinlich genauer Arbeit und sorgfältiger Ausbesserung des geringsten Schadens, bevor dieser größere Ausdehnung annehmen kann, unter genauer Anleitung und scharfer Überwachung. Zur persönlichen Nachschau stehen dem Kantonsingenieur zwei Personenkraftwagen zur Verfügung.

Der Unterhaltungsaufwand stellt sich ohne Aufsicht und Verwaltungskosten für die Oberflächenteuerung jährlich auf 25 bis 30 cts/m². Voraussichtlich wird der Betrag bei Mitverwendung von Bitumen noch unter 25 cts sinken. Damit wurde das Straßennetz nicht nur mit verhältnismäßig bescheidenen Mitteln in einen guten Zustand gebracht, sondern weiter eine Verbilligung der Straßeneinstandhaltung erzielt. Denn die Aufwendungen sind einschließlich der Herstellung neuer Beläge nur um 25% höher als im Jahre 1914, während die Überteuering in der Schweiz im Bauwesen 70% beträgt. Es ist das Ergebnis der planmäßigen Durchführung einer auf Grund langjähriger Erfahrungen erprobten und ausgebildeten Einbauweise, womit der Beweis erbracht ist, daß die Behandlung mit Teer auch unter ungünstigen Verhältnissen durchführbar ist.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. Mai erschienene Heft 9 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Max Heinicke: Der Bau der Flutbrücke bei Heydekrug im Memelgebiet. — Ing. Artur Julius Fahnauer †: Neue Wege zur Berechnung monolithischer Bogenreihen. — Dr.-Ing. Robert Hauer: Allgemeine Tafel für einfach bewehrte Rechteckquerschnitte.

Zerstörungen durch Wirbelbildung am Sturzbett der Wilsonstauanlage, die auch sonst zufolge ihrer nicht unbestrittenen Wirtschaftlichkeit in amerikanischen Fachkreisen besprochen wird und in der „Bautechnik“ 1925, Heft 31, erwähnt ist, werden in „Eng. News-Rec.“ 1927 vom 3. Februar



Abb. 1. Zerstörungen infolge von Wirbelbildung am Sturzbett der Wilsonstauanlage.

von H. P. Oram gemeldet. Danach wurden bei einer im Juni 1926 vorgenommenen Trockenlegung des nördlichen Abflusses an dem etwa 30 bis 60 m breiten Sturzbett ausgedehnte Zerstörungen festgestellt. Das Sturzbett war — nach Vollendung der eigentlichen Staumauer — erst vor etwa zwei Jahren in der Weise hergestellt, daß man in Verbreiterung eines bereits vorhandenen schmäleren Sturzbettes auf das geebnete und von allen losen und brüchigen Teilen befreite Kalksteinbett eine Betonsohle von etwa 1,25 m Stärke an der Rückseite der Mauer aufbrachte, die durch Fugen in quadratische Blöcke von 76 m Seitenlänge unterteilt war. Diese Blöcke waren miteinander und mit dem Felsen durch Eisen sorgfältig verankert. Man hatte durch die neue Anlage eine Verminderung der Wirbelbildung des über die Mauerkante fallenden Wassers zu erreichen und Auswaschungen am Fuße der rückwärtigen Staumauer vorzubeugen gehofft und nach der Fertigstellung die nördliche Durchfahrt 16 Monate lang ununterbrochen gefüllt gehalten. Bald war jedoch bei NW die Bildung einer Bank aus größeren Felsblöcken quer durch die Durchfahrt etwa 90

bis 150 m stromab festzustellen: Die Untersuchung nach dem Entleeren ergab, daß jene Blöcke durch die Wirbel und Wellen der herabstürzenden Wassermassen zum Teil unter der Sturzbettsohle, zum Teil aus dem dahinterliegenden Kanalbett herausgerissen, an der genannten Stelle zusammen gespült waren und ein Gewicht bis zu 200 t hatten. Die Auswaschungen waren am stärksten an der Vorderkante des Sturzbettes, die überall da, wo der Wellenschlag einzelne Blöcke hatte lockern können, bis zu 10 m Tiefe unterhöhlte war (Abb. 1).

Um derartigen Folgen der Wellenwirkung vorzubeugen, wurde nach Abb. 2 unmittelbar vor die Betonsohle des Sturzbettes und etwa 45 cm tiefer eine Abschlußmauer in Beton gezogen, deren Kronenbreite etwa 1,20 m und deren Höhe zwischen 1,80 und 4,30 m betrug. Sie wurde durch senkrechte und schräge Rundisen mit dem Untergrunde verankert, der in einer festen blauen Kalksteinschicht erreicht wurde, die dem Anprall des Wassers bisher widerstanden hatte. Um jedoch allen Unterspülungen, Quell- und Wirbelbildungen endgültig vorzubeugen, wurde auch dieser Boden vorher durch Zement-einpressung in 30 cm tiefe Bohrlöcher gedichtet; ebenso wurden die vorhandenen Höhlungen unter der Sturzbettsohle und über der Sohle der neuen Abschlußmauer sorgfältig ausbetoniert.

Oram schreibt die wenig befriedigenden ersten Erfahrungen am Nordende der die ganze Breite des Tennessee-Flusses sperrenden Staumauern dem Umstande zu, daß man hier die gesamten Überfallmengen vereinigte, deren Gewalt die Sturzbettsohle nicht gewachsen sein konnte. Indem er annimmt, daß sich bei ähnlichen Anlagen dieser Fehler nicht wiederholen dürfte, spricht er sich zugleich dahin aus, daß auch bei der Wilsonstauanlage die bisherigen Übelstände verschwinden werden, wenn mit dem weiteren Ausbau und der Inbetriebnahme neuer Turbineneinheiten die Menge des über den Überfall strömenden Wassers sich ohnehin erheblich verringert. Ki.

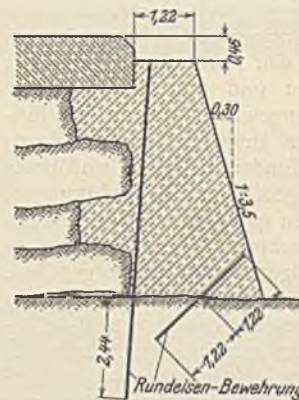


Abb. 2.

Eiserne Schwimmkörper als Abschluß eines Trockendocks. Über Entwurf und Ausführung des von der kanadischen Regierung im Jahre 1924 zu Esquimalt in Britisch-Columbien gebauten großen Trockendocks ist bereits in der „Bautechnik“ 1925, Heft 16, kurz berichtet und dort auch ein Querschnitt des in Beton hergestellten Bauwerks gebracht worden. Im folgenden seien nach Eng. vom 12. November 1926 die Schwimmkörper für den Abschluß und die Zwischenteilung des Docks wiedergegeben, das je nach Bedarf nicht nur die Aufnahme eines großen Schiffes, sondern unter Umständen auch die gleichzeitige Unterbringung zweier Fahrzeuge in voneinander unabhängigen Kammern von wechselnder Länge gestattet.

Der Abschluß von Schleusen- oder Dockkammern durch Schwimmkörper ist u. a. bereits in der „Bautechnik“ 1925, Heft 6, bei Beschreibung der Schiffahrtsschleuse Ijmuiden behandelt; während aber dort Eisenbeton-Schwimmkörper verwendet wurden, ist in Esquimalt eine Eisenkonstruktion

gewählt. Es waren zwei solcher Schwimmkörper herzustellen, die nur in den Massen etwas voneinander abweichen, im übrigen aber fast völlig gleich und so ausgebildet sind, daß jeder von ihnen an beliebiger Stelle des Docks eingeschoben werden kann. Der in Abb. 1a gezeigte Querschnitt läßt die Eisenkonstruktion erkennen und bietet annähernd das Bild

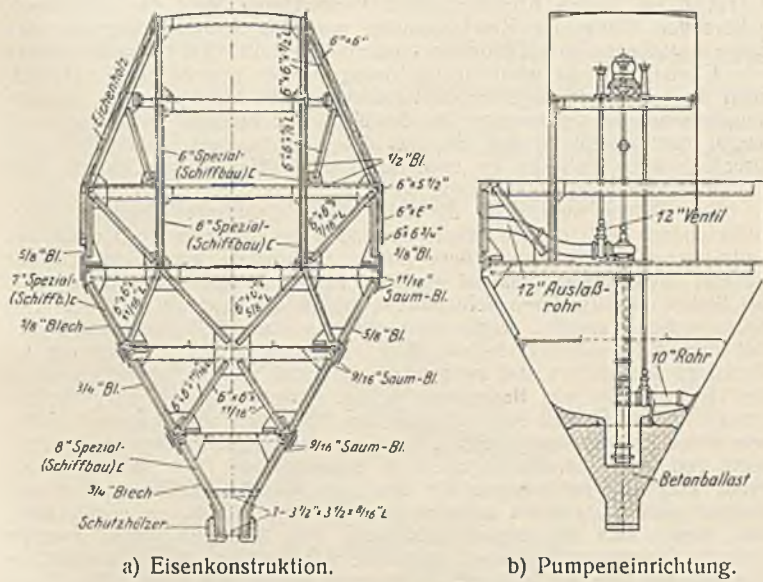


Abb. 1. Querschnitt des Schwimmkörpers.

eines Schiffsrumpfes, bei dem jedoch alle Flächen geradlinig begrenzt sind. Abb. 2 zeigt den fertigen Schwimmkörper unmittelbar vor dem Stapellauf. Abb. 3 stellt ihn innerhalb der Dockkammer, als Zwischenabschluß dienend, dar.

Jeder der Schwimmkörper ist mit zwei 12"-Kreiselpumpen ausgerüstet für je 7200 l/Min. Förderung und rd. 7 m Hubhöhe. Die Saugköpfe



Abb. 2. Vor dem Stapellauf.

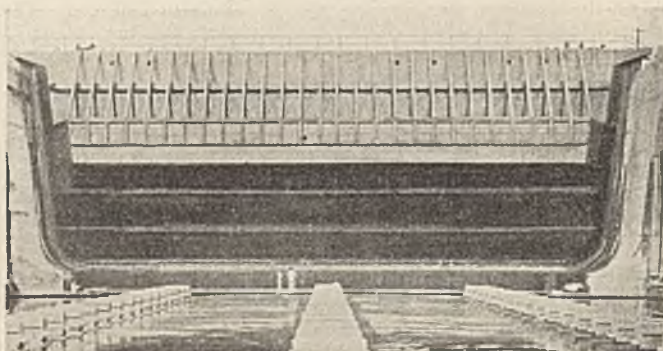


Abb. 3. In der Dockkammer.

dieser Pumpen liegen in einem Pumpensumpf, der in der Mitte der ausbetonierten Sohle vorgesehen ist, die von allen Seiten stark nach ihm hin abfällt (Abb. 1b). Jede Pumpe wird durch einen 20-PS-Motor angetrieben, der besonders widerstandsfähig gegen die Einwirkungen des Salzwassers hergestellt ist.

Die betriebsfertigen Schwimmkörper haben ein Gesamtgewicht von etwa 1500 t und eine Eintauchtiefe von 8,50 m in leerem, von 13,75 bzw. 12,9 m in geflutetem Zustande und vermögen bei leerem Dock einem äußeren Wasserdruck von 4700 t zu widerstehen. Ki.

Ergebnis des internationalen Wettbewerbes für die feste Straßenbrücke über die Memel in Kowno, Litauen. Zu der Mitteilung hierüber in Heft 17, S. 257 wird uns ergänzend berichtet, daß die Pläne für die Bauausführung zu dem Entwurf mit dem Kennwort „Gerade Brücke“, der mit dem ersten Preise von 15 000 Lit. = 6300 R.-M. ausgezeichnet ist, von der bekannten Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Wiesbaden-Biebrich, eingereicht worden sind. Der hiernach gemeinsam von den Skodawerken, Pilsen, und Dyckerhoff & Widmann stammende Entwurf sieht bei vier Öffnungen von je 65,40 m eine Klappbrückenöffnung von 30 m vor, hat oberliegende Fahrbahn und zeichnet sich durch günstige Landanschlüsse aus.

Ein amerikanischer Tunnelbau. Beim Bau von Gebirge überschreitenden Eisenbahnen hat man in den Vereinigten Staaten häufig Wert darauf gelegt, möglichst schnell eine Verbindung zwischen den Landesteilen zu beiden Seiten des Gebirges herzustellen, und ist dabei vor steilen Neigungen, scharfen Krümmungen und vor der Überwindung eines größeren Höhenunterschiedes nicht zurückgeschreckt; einer späteren Zeit hat man es dann überlassen, die Steigungs- und Krümmungsverhältnisse zu verbessern, wenn sie bei zunehmendem Verkehr dem Betriebe über das erträgliche Maß hinausgehende Schwierigkeiten bereiten. Dabei gilt es häufig, eine über einen Paß führende Strecke durch einen Tunnel oder einen bereits vorhandenen Tunnel durch einen tiefer gelegenen, erheblich längeren zu ersetzen. Ein solcher Fall liegt bei der Überschreitung des Kaskadengebirges zwischen Sykomish und Wenatchee vor. In die neue, im Bau begriffene Eisenbahnstrecke, die 12,35 km kürzer ist als die alte, die zu überwindende Höhe um 154,3 m verringert und das Maß der Krümmungen um Mittelpunktwinkel von zusammen 1941° vermindert, kommt ein Tunnel von 12,52 km Länge zu liegen, der als der längste Eisenbahntunnel in den Vereinigten Staaten bezeichnet wird. Er liegt vollständig in der Geraden und steigt auf seiner ganzen Länge unter 1:64; gegen 1:45 als steilste Neigung der alten Strecke bedeutet auch das eine erhebliche Verbesserung. Der kleinste Halbmesser der alten Strecke war 175 m, in der neuen ist dieses Maß auf 290 m vergrößert. Ein besonderer Vorteil der neuen Strecke besteht aber darin, daß Schneeschutzbauten von 9,7 km Länge entbehrlich werden; in jener Gegend erreicht nämlich der jährliche Schneefall eine Höhe von 17 m, und ein wirkungsvoller Schneeschutz ist daher von besonderer Bedeutung für die Zuverlässigkeit des Zugverkehrs im Winter.

An dem Tunnelbau ist besonders bemerkenswert die große Schnelligkeit, mit der die Arbeit fortschreitet. Im August 1926 wurde beim Bau des Richtstollens, der einen Querschnitt von 2,45 · 2,75 m hat, ein Fortschritt von 286 m (vom einen Ende her) erreicht, und im September 1926 wurde der Firststollen (vom andern Ende her) mit 3 · 3 m Querschnitt um 291 m vorgetrieben. Im Oktober 1926 wurde diese Leistung mit 353 m im Richtstollen noch übertroffen. In den nächsten Monaten gingen die Leistungen etwas zurück, übertrafen aber immer noch die bisher an anderen Stellen erreichten Längen.

Etwa um ein Drittel seiner Länge vom Westende entfernt führt der Tunnel unter einem tief eingeschnittenen Tal hindurch; um die Arbeiten zu beschleunigen, wurde hier, wo die Überdeckung nur rd. 200 m beträgt, ein Schacht abgeteufelt, von dem aus der Tunnel nach beiden Seiten vorgetrieben wird.

Der Tunnel durchbricht auf kurzen Strecken weiche, tonige Schichten, auf dem größten Teil seiner Länge jedoch harten Granit. Obgleich hier und da Spalten angeschlagen wurden, aus denen Wasser in den Tunnel eindrang, hielt sich der Wasserzufluß doch in erträglichen Grenzen.

Der schnelle Baufortschritt wird durch eine sorgfältige Organisation aller Arbeiten und durch ein System von Prämien, die den Arbeitern gewährt werden, erreicht. An der Tunnelbrust arbeiten 66 Mann in jeder Schicht; es wird fortlaufend in drei Schichten und sieben Tage in der Woche gearbeitet. Ein Baufortschritt von rd. 200 m ist als Regelleistung für den Monat festgesetzt; für das, was über diese Leistungen hinausgeht, wird ein Zuschlag zu den Löhnen gewährt, der nach dem Stundenlohn der verschiedenen Arbeitergruppen abgestuft ist. Außerdem wendet sich aber die Bauleitung an den Ehrgeiz der Arbeiter, indem sie dem Trupp, der den größten Fortschritt aufweist, einen Wimpel verleiht. Um diesen Wimpel wird heftig gekämpft, und er hat wiederholt die Besitzer gewechselt.

Auf die Unterbringung der Arbeiter an der Baustelle ist besondere Sorgfalt verwendet worden. Je zehn Mann bewohnen ein Haus; Bäder sind reichlich vorgesehen, ebenso sind Wäschereien vorhanden. Die Arbeiterlager haben eine gut durchgebildete Anlage zur Entfernung der Abwässer. Die Streckenverlegung machte den Erwerb eines Gebirgshotels nötig; in diesem sind die nötigen Geschäftsräume eingerichtet worden, und hier können auch 50 Angestellte oder Vertreter der Lieferwerke und sonstige Besucher der Baustelle, die dort geschäftlich zu tun haben, wohnen. Wkk.

118 m hohe Eisengittermaste für eine 110-kW-Leitung sind nach einer Mitteilung in „Electr. World“ vom 26. März 1927 an der 1130 m breiten Kreuzung des Mississippi zwischen den Städten Greenville in Missouri und Lakeville in Arkansas errichtet worden. Sie dienen der einheitlichen Stromversorgung eines ausgedehnten Gebietes, in das sich drei Gesellschaften, nämlich die Arkansas-, die Mississippi- und die

Louisiana-Kraft- und Licht-Co., teilen und dessen Kraftzentrale in Sterlington in den Erdgas-Feldern Louisianas errichtet ist.

Eine ähnliche, jedoch nur etwa 84 m hohe Maste aufweisende und 1097 m breite Kreuzung des Mississippi befindet sich im gleichen Versorgungsgebiet zwischen Vicksburg im Staate Mississippi und Delta Point in Louisiana. Ki.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. Am 26. April sprach Reichsbahnrat Backofen über „Bautechnische Bodenuntersuchungen als Vorbedingung zum rationellen Bauen“¹⁾. Der Vortragende stellte zunächst vom Standpunkte des Ingenieurs und des Baubeamten fest, wie wichtig für Gedeih und Verderb von Erd- und Tunnelbauten die genaue Kenntnis des Baugrundes sei und wie wenig demgegenüber für sachgemäße und zuverlässige Bodenuntersuchungen geschehe, wie wenig bei der mangelhaften Vorbildung unserer Bauingenieure nach dieser Richtung bisher auch geschehen konnte. An ausländischen und deutschen Beispielen, besonders am Panama- und Mittellandkanal, sowie an der zurzeit tschechischen Bahnstrecke Annaberg—Gogolin, wies Reichsbahnrat Backofen nach, wie viele Millionen noch immer für die Folgen ungenügender Kenntnis der Bodenverhältnisse geopfert werden müssen.

Nachdem der Vortragende noch die bisherigen amerikanischen Arbeiten auf diesem Gebiete, u. a. am Beispiel des Tietondammes²⁾, sowie die bemerkenswerten, gründlich betriebenen und erfolgreichen schwedischen Bodenuntersuchungen behandelt hatte, ergänzte der Mitberichter Prof. Hoyer aus Hannover die Ausführungen seines Vorredners nach der geologischen Seite hin. Auch er forderte eine gründlichere Behandlung dieses Gebietes schon auf der Hochschule, selbst auf die Gefahr einer ohnehin kaum zu vermeidenden Verlängerung des technischen Studiums, und stellte fest, daß die Bodenuntersuchung heute vergleichsweise etwa auf dem Stande sei, den andere Wissenschaften seit etwa 100 Jahren und mehr verlassen hätten. Zu seiner Forderung nach planmäßiger Ausführung von Untersuchungen und Gründung entsprechender Anstalten teilte Prof. Dr.-Ing. Krey mit, daß Arbeiten dieser Art an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin bereits vorgenommen würden.

Welche Wichtigkeit den behandelten Fragen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht von der Versammlung und überhaupt in Fachkreisen beigelegt wird, bewies die Ansprache von Dr.-Ing. Mast, der namens des Reichsverbandes für das Deutsche Tiefbaugewerbe zur Gründung einer Gesellschaft zum Studium des Gegenstandes aufforderte, die tätige Unterstützung seines Verbandes zusagte und auch die Mitarbeit der Behörden erbat.

Nach dem Vorschlage des Vorsitzenden, Ministerialrat Busch, wurde diese allseitig begrüßte Anregung von der Versammlung alsbald verwirklicht, indem die Redner des Tages mit den einleitenden Schritten für die Bildung einer Studiengesellschaft beauftragt wurden. Ki.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Knickfestigkeit. Schon vor längerer Zeit hat mich Herr Professor Grüning darauf aufmerksam gemacht, daß die von mir in meiner Veröffentlichung „Knickfestigkeit“ (s. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 25, S. 239) entwickelte allgemeine Knickgleichung 39 gleichlautend ist mit der in seiner Arbeit „Knickung gerader Stäbe in Abhängigkeit von dem Formänderungsgesetz“ enthaltenen Gleichung 18, wenn in dieser ein Beiwert $\mu = 1$ gesetzt wird. Diese im Jahre 1918 in der „Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen“ erschienene Grüningsche Arbeit war mir leider entgangen und unbekannt geblieben; ich hätte sie sonst natürlich ebenso wie andere Grüningsche Arbeiten in meiner Veröffentlichung angeführt. Ich hoffe, daß sich eine Gelegenheit bieten würde, nachträglich einen Hinweis hierauf zu geben. Da sich diese Gelegenheit bis jetzt nicht geboten hat, so will ich das bisher Versäumte durch diese kleine Darlegung nachholen.

Grüning geht in seinen Entwicklungen von der Annahme aus, daß die Dehnungszahl D sich zwischen den Werten, die sie in den äußersten Fasern eines Querschnitts hat, geradlinig mit dem Abstände von den äußersten Fasern ändert, eine Annahme, die natürlich nur eine Näherung ist. In der Differentialgleichung der Biegelinie tritt an Stelle des Elastizitätsmoduls E eine mittlere Dehnungszahl K . Für den Wert dieser Zahl K wird nun von Grüning nicht derjenige Ausdruck eingeführt, der der Annäherung geradliniger Änderung des Wertes D zwischen den äußersten Fasern entspricht, sondern es wird hierbei eine weitere Vereinfachung, die ebenfalls nur eine Annäherung ist, vorgenommen. Hierbei wird ein Beiwert μ eingeführt, der von der Form des Querschnitts und der Gliederung des Stabes abhängig ist.

Daß die unter der Annahme dieser verschiedenen Näherungen durchgeführten Entwicklungen eine Gleichung ergeben, die, wenn man in ihr den Beiwert $\mu = 1$ setzt, mit der für jedes Änderungsgesetz der Dehnungszahl D und für jede Querschnittsform gültigen Knickformel übereinstimmt, ist kaum zu vermuten, jedenfalls aus den Grüningschen Entwicklungen nicht zu erkennen. Grüning läßt übrigens in seiner Arbeit den Beiwert μ

¹⁾ Vergl. hierzu die Wiedergabe des Vortrages von O. Stern auf der 30. Hauptversammlung des D. B. V.: „Die Bautechnik“ 1927, Heft 14, S. 222.

²⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 6; Greiff: Neuere amerikanische Erfahrungen im Bau von Talsperrendämmen nach dem Spülverfahren.

auch dann bestehen, wenn das ganze Spannungsbereich unterhalb der Gleichmaßgrenze liegt, die allgemeine Knickgleichung also in die Eulersche Formel übergeht, was natürlich unrichtig ist. Auf diese Umstände mag es zurückzuführen sein, daß die Grüningsche Arbeit nur wenig Beachtung gefunden hat.

Es sind dann sowohl von Grüning wie von mir für den von Kármán bei seinen Knickversuchen verwendeten Stahl die zusammengehörenden Werte der Knickspannung und des Schlankheitsgrades der Stäbe berechnet und in Tabellen zusammengestellt. Da Grüning hierbei $\mu = 1$ setzt, also die nämliche Gleichung wie ich benutzt, sind natürlich auch die Ergebnisse ungefähr die nämlichen. Die Abweichungen, die sich hauptsächlich für Spannungen in der Nähe der Fließgrenze finden, sind darauf zurückzuführen, daß die aus den Kármánschen Schaubildern der Druck-Verkürzungslinien zu entnehmenden D -Werte von Grüning und mir etwas verschieden abgelesen wurden.

Von Belang sind noch die folgenden Ergebnisse: Grüning untersucht ebenso wie ich die Frage, ob und unter welchen Umständen bei gedruckten Stäben nach dem ersten Ausknicken noch ein zweiter sicherer Gleichgewichtszustand eintreten kann. Er findet, daß dieser Fall bei Stäben eintritt, deren Schlankheitsverhältnis kleiner als 19,8 ist. Die Kármánschen Versuche zeigen aber einen solchen Fall bei einem Stabe mit dem Schlankheitsverhältnis 28,7. Die bedeutende Abweichung ist darauf zurückzuführen, daß zwar für den Knickfall nur das Tragheitsmoment des Querschnitts von Bedeutung ist, im übrigen aber die Querschnittsgestalt keinen Einfluß hat, während das Verhalten ausgebogener Stäbe, wie meine Entwicklungen zeigen, nicht nur vom Tragheitsmoment, sondern auch von der Querschnittsgestalt in wesentlichem Maße abhängig ist. Führt man die Rechnungen für den von Kármán benutzten Stab mit rechteckigem Querschnitt nach meinen Formeln durch, so ergibt sich, daß dieser Stab bei einer Ausbiegung von 0,76 mm einen zweiten sicheren Gleichgewichtszustand annimmt, während nach dem Kármánschen Versuch der Stab bei 0,70 mm Ausbiegung wieder fest wird. Die Übereinstimmung zwischen dem Rechnungswerte und dem Erfahrungswerte ist also eine sehr gute.

Macht man für die Querschnittsgestalt diejenigen Annahmen, von denen Grüning bei seinen Entwicklungen ausgeht, so stimmen die Ergebnisse natürlich überein. Die in meiner Arbeit durchgeführten Rechnungen zeigen, daß Stäbe solcher Querschnittsform bei einem Schlankheitsverhältnis von 20,0 einen zweiten sicheren Gleichgewichtszustand erreichen, während, wie vorstehend gesagt, Grüning hierfür das Verhältnis 19,8 errechnet.

Danzig-Langfuhr, April 1927.

R. Krohn.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Köber, Vorstand des Reichsbahn-Bauamts Ingolstadt, als Vorstand zum Reichsbahn-Bauamt München 2 und Semmelmann, Vorstand des Reichsbahn-Bauamts München 2 zur R. B. D. Nürnberg, die Reichsbahnräte Dr. jur. Mölter, bisher bei der R. B. D. Augsburg als Hilfsreferent zur Gruppenverwaltung Bayern der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in München, Zache, bisher bei der R. B. D. Berlin, zum R. B. A. Münster (Westf.) 1, Metzsig, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Frankfurt (M.) und Rosenberg, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Berlin, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Potsdam.

Nachrichtlich: Dem Reichsbahnrat Bruck bei der R. B. D. Dresden ist von den zuständigen Behörden die Genehmigung erteilt worden, fortan den Namen von Koschembahr-Bruck zu führen.

Preußen. Zu ordentlichen Mitgliedern der Akademie des Bauwesens sind ernannt worden: die Ministerialräte, Geheimer Baurat Eggert und Geheimer Baurat Volk in Berlin.

Zu außerordentlichen Mitgliedern der Akademie des Bauwesens sind ernannt worden: der Professor O. Kloeppel in Danzig, der Ministerialrat Ullmann in München, der Dr.-Ing. chr. A. Thau in Halle, der Direktor Fritz Rosdeck in Düsseldorf-Rath, der Direktor Dr.-Ing. Helbing in Essen (Ruhr), der Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. E. Faber in München und der Ministerialrat Sorger in Dresden.

Versetzt wurde: der Regierungsbaumeister (W.) Tode vom Kanalbauamt in Magdeburg als Streckenbauleiter nach Groß-Ammensleben.

Das Oderbauamt in Schwedt a. d. Oder ist am 1. April 1927 aufgelöst worden. Am gleichen Tage ist daselbst ein Neubauamt für Brückenbauten eingerichtet worden. Sein Vorstand ist der Regierungsbaurat (W.) Gramberg I. Mitarbeiter sind der Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Freund und der Regierungsbaumeister (W.) Kienast.

Baden. Versetzt wurde der Baurat Karl Feldmann in Forbach zur Wasser- und Straßenbaudirektion in Karlsruhe.

INHALT: Die Auswertung von Pegelbeobachtungen. — Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Gdls. (Schluß). — Teerstraßen in der Schweiz. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Zerstörungen durch Wirbelbildung am Sturzbett der Wilsonstauanlage. — Eiserner Schwimmkörper als Abschluß eines Trockendocks. — Ergebnis des internationalen Wettbewerbes für die feste Straßenbrücke über die Memel in Kowno, Litauen. — Ein amerikanischer Tunnelbau. — 118 m hohe Eisengittermaste. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.