

Alle Rechte vorbehalten.

## Ermittlung der Schwemmstoffführung in natürlichen Gewässern.

Referat für Erforschung der Geschiebebewegung bei der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde<sup>1)</sup>.

Die vom Wasser fortgeführten Sinkstoffe werden, wenn man vom Treibzeug absieht, in zwei Gattungen geschieden, in Geschiebe und Schwemmstoffe. Als Geschiebe bezeichnet man Kies und Sand, dessen einzelne Körner sich rollend oder sprungartig auf der Sohle oder in deren nächster Nähe fortbewegen, während unter Schwemmstoff Sand oder Schlack zu verstehen ist, den die Strömung des Wassers dauernd in Schwebelage zu halten vermag. Eine Begrenzung der beiden Gattungen nach der Korngröße kann nicht getroffen werden, da je nach der Heftigkeit der Strömung Sinkstoffe verschiedener Korngröße in Schwebelage erhalten werden können, so daß Beimengungen bestimmter Korngrößen für den einen Fluß noch als Schwemmstoff angesprochen werden müßten, die für einen anderen Fluß mit wenig lebhafter Wasserbewegung bereits als Geschiebe zu gelten haben. Diese Tatsache hat Dr. Ph. Krapf veranlaßt, statt der undeutlichen Bezeichnung „Schlamm“, die in diesem Zusammenhang vielfach gebraucht wird, den Ausdruck „Schwemmstoff“ einzuführen<sup>2)</sup>.

Die Kenntnis der Schwemmstoffführung ist bei allen Aufgaben des Flußbaues oder der Wasserkraftausnutzung, bei denen die Verlandung eine Rolle spielt, meist von noch größerer Wichtigkeit als die Geschiebeführung, da es sich bei ihr um weit größere Massen handelt. Um die Gesamtmenge der von einem Fluß innerhalb einer gewissen Zeit geförderten Schwemmstoffe ermitteln zu können, muß die Schwemmstoffdichte bestimmt werden, d. h. der Gehalt der Raumeinheit Wasser an Schwemmstoffen; diese mit der sekundlichen Wassermenge multipliziert ergibt die sekundliche Schwemmstoffführung und deren Summierung über die Zeit dann die gesamte Menge. Die Schwemmstoffdichte selbst wird aus dem Schwemmstoffgehalt einzelner Wasserproben berechnet. Die Frage der Schwemmstoffführung erscheint also, im Gegensatz zur Geschiebeführung, verhältnismäßig einfach und kann bei entsprechendem Beobachtungsmaterial auch mit ziemlicher Genauigkeit gelöst werden. Zur Gewinnung sicherer Ergebnisse gilt es aber doch noch einige nicht von vornherein selbstverständliche Punkte zu klären: nämlich die Verteilung der Schwemmstoffdichte im massen Querschnitt, die Abhängigkeit der Schwemmstoffdichte vom Wasserstande und den Raumbedarf der Schwemmstoffe nach der Ablagerung. Um die Vorgänge bei der Schwemmstoffführung zu erforschen und diese selbst ihrer Größe nach zu ermitteln, hat das Geschieberefert der Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde seit einigen Jahren Messungen durchgeführt, über deren Ausführung und Ergebnisse im nachfolgenden berichtet werden soll.

### Die Geräte zur Entnahme von Schöpfproben.

Bei vielen Mitteilungen über Schwemmstoffmessungen ist über das verwendete Gerät und die Art der Auswertung der Messungsergebnisse nichts gesagt, so daß über die Zuverlässigkeit und Genauigkeit der mitgeteilten Ergebnisse kein Urteil möglich ist. Dr. Krapf hat bei seinen langjährigen Messungen am Rhein bei Lustenau, 7 km oberhalb der heutigen Mündung des Rheins in den Bodensee, ein kleines Schöpfgefäß von 1/2 l Inhalt verwendet, mit dem von einer Brücke aus stets an der gleichen Stelle aus der Oberfläche des Flusses eine Wasserprobe entnommen wurde. Der Schwemmstoffgehalt wurde anfangs durch Absitzenlassen in eingeteilten Standgläsern in cm<sup>3</sup> bestimmt; da sich aber die Mengenbestimmung trotz größter Sorgfalt als ungenau erwies, ging man später zur Gewichtsbestimmung durch Abfiltrieren, Trocknen und Wiegen des abgesetzten Schwemmstoffes über. Die so erhaltene Schwemmstoffdichte wurde auch als mittlere Schwemmstoffdichte des ganzen Flußquerschnittes betrachtet. Krapf hat wie auch andere angenommen, daß in rasch fließenden Gewässern mit verhältnismäßig geringen Tiefen die durch die Unebenheiten der Sohle und die Richtungsänderungen des Wasserlaufes verursachten Wirbelbewegungen das Wasser so innig vermengen, daß die Schwemmstoffe über den ganzen Querschnitt gleichmäßig verteilt werden. Collet<sup>3)</sup> dagegen teilt mit, daß an der Rhône bei Sion der Schwemm-

stoffgehalt in der Mitte größer gefunden wurde, doch konnte eine allgemeine Gesetzmäßigkeit wegen der geringen Zahl der Messungen nicht nachgewiesen werden. Messungen an sehr tiefen und langsam fließenden Gewässern, wie am Mississippi<sup>4)</sup>, zeigten eine Zunahme der Schlammichte gegen den Grund zu. Wenn nun auch im letzteren Falle außerordentliche Verhältnisse vorliegen, aus denen auf die Eigenschaft bei mittelgroßen Flüssen kein Rückschluß gezogen werden darf, so fehlte es doch an einwandfreien Messungen, die die Richtigkeit der Anschauung über die gleichmäßige Schwemmstoffverteilung bewiesen oder die zeigten, bis zu welcher Grenze diese Annahme gemacht werden dürfe, ohne zu große Fehler zu begehen.

Nun ist aber die Entnahme von Wasserproben zum Zwecke der Erforschung der Schwemmstoffverteilung nur mit einem besonderen Geräte möglich, das die Entnahme von Wasserproben aus einer vorausbestimmten Stelle des Flußquerschnittes gestattet, die Wasserprobe so schöpft, wie sie tatsächlich im Flusse dahingleitet und eine Vermischung des entnommenen Wassers während des Herausziehens mit dem Wasser anderer Tiefen ausschließt. Ob es nun einen solchen Apparat von zuverlässiger Wirkungsweise schon gegeben hat, ist nicht bekannt. Es wurde daher die Ausbildung eines geeigneten Wasserschöpfers veranlaßt, der in Abb. 1 a u. 1 b schematisch wiedergegeben ist und die gestellten Bedingungen erfüllt<sup>5)</sup>. Der Grundgedanke für diese Erfindung war, daß der Wasserschöpfer während des Schöpfens mit der Fließgeschwindigkeit des Wassers frei schwimmen soll, so daß das mit Sinkstoffen beladene Wasser nicht an dem Gefäß vorbeifließen kann und nur das Wasser

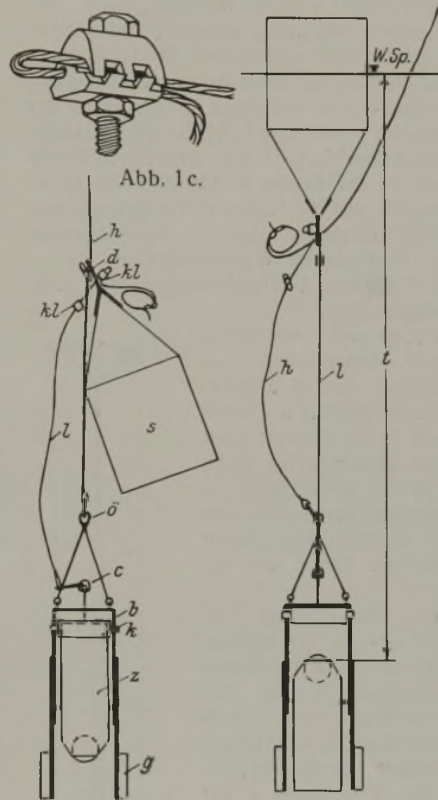


Abb. 1 a. Abb. 1 b. Wasserschöpfer mit Schwimmer.

eines Querschnittes zur Untersuchung kommt.

Der Wasserschöpfer besteht aus dem eigentlichen Schöpfgefäß, einem Schwimmer und zwei Seilen. Abb. 1 a zeigt das Gerät vor dem Einbringen in das Wasser an dem „Halteseil“ *h* hängend. Das Schöpfgefäß, der Halbzylinder *Z*, ist in dem Bügel *b* drehbar aufgehängt und wird durch die an dem Bügel verschiebbare Kappe *k* mit der konusförmigen Öffnung nach unten festgehalten. Im Inneren des Halbzylinders befindet sich ein Gummiball von etwas größerem Durchmesser als die Öffnung des konischen Zylinderansatzes. Mit der Kappe *k* ist durch eine drehbare Öse *c* mittels Schäkels das „Löse-seil“ *l*, ein Drahtseil, verbunden, das durch das eine Loch der Doppelöse *d* am Schwimmer *s* geht. Dieser wird durch die Klemmschrauben *kl* auf eine bestimmte Tiefe eingestellt, wobei das Drahtseil durch die obere Klemmschraube doppelt durchzuführen ist (Abb. 1 c), um eine genügende Klemmung zu erreichen. Die einzustellende Tiefe wird bei gestrecktem Löse-seil *l* von der Mitte des oberen Schwimmer-teiles bis zur Oberkante des umgekippten Zylinders gemessen (Abb. 1 b). Der Wasserschöpfer wird am Halteseil *h* mittels Karabinerhakens an der Öse *o* aufgehängt; das Aufhängeseil *h* wird durch das andere Loch der

<sup>1)</sup> Dr. Collet: S. 18.

<sup>2)</sup> Der hier beschriebene Wasserschöpfer ist in seiner ursprünglichen Form erfunden von Flußmeister Höchstetter in Wolfrathausen (Oberbayern) und ist zum Patent angemeldet; die Bezugskosten des Apparates einschließlich Lizenz betragen 80 R.-M.

<sup>1)</sup> Mit den Arbeiten über die Schwemmstoffführung war Reg.-Baurat Dall betraut, der auch diesen Bericht verfaßte. Der Referent für Geschiebeführung: Oberregierungsrat Schreitmüller.

<sup>2)</sup> Dr. Ph. Krapf: Die Schwemmstoffführung des Rheines und anderer Gewässer. Osterr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst 1919, Heft 48.

<sup>3)</sup> Dr. Collet: Le Charriage des alluvions. Annales der Schweizer Landeshydrographie 1916.

Doppelöse  $d$  lose hindurchgeführt, und unterhalb der letzteren wird ein Knebel (Karabinerhaken) derart befestigt, daß bei gestrecktem Aufhänge-seil  $h$  der Schwimmer wohl hochgehalten wird, das Löse-seil  $l$  aber nicht gespannt ist. Das Aufhänge-seil läuft von einem Haspel aus, der am Brückengeländer befestigt ist.

Wird nun der Wasserschöpfer in das Wasser gelassen, so sinkt das Schöpfgesäß, durch die Gewichte  $g$  in senkrechter Stellung gehalten, unter, ohne sich aber zunächst zu füllen, weil die Luft nicht aus dem Zylinder entweichen kann. Erst wenn der Schwimmer  $s$  auf das Wasser auftrifft, sich senkrecht einstellt und der Wasserschöpfer die eingestellte Tiefe erreicht hat, spannt sich das Löse-seil, die Kappe  $k$  wird vom Zylinder selbsttätig abgezogen, der Zylinder kippt infolge der Beschwerung seines Bodens mit Blei nach unten um und schöpft Wasser, bis der aufsteigende Gummiball die Öffnung schließt. Beim Versenken des Schöpfers ist rasch viel Seil nachzugeben, damit er sofort von der Wasserströmung mitgenommen und einige Sekunden frei mit ihr treiben kann. Die aufsteigenden Luftblasen zeigen die Beendigung der Füllung an, worauf der ganze Apparat mittels Haspel und Halteseil eingeholt wird. Eine Schöpfprobe faßt 2 l.

Der Wasserschöpfer arbeitet auch bei rasch fließenden Gewässern zufriedenstellend. Zur Nachprüfung der Zuverlässigkeit des Ballverschlusses wurde der Wasserschöpfer mit klarem Wasser gefüllt, bei einem Hochwasser mit starker Schwemmstoffführung versenkt und wieder herausgezogen; eine Trübung des im Zylinder enthaltenen klaren Wassers war nicht eingetreten. Nicht ganz einwandfrei aber ist die Verwendung bei großen Wassertiefen, weil während des Ablassens in die Tiefe der wachsende Wasserdruck die im Zylinder enthaltene Luft, die dem Wassereintritt ja wehren soll, zusammendrückt und Wasser aus verschiedenen Tiefen eintreten läßt. Bei geringen Tiefen ist der Fehler verhältnismäßig klein, bei 10 m Tiefe aber ist die Luft bereits auf die Hälfte des ursprünglichen Volumens zusammengedrückt. Nicht anwendbar aber ist dieser Wasserschöpfer für die Erforschung der bodennahen Wasserschichten, da er höchstens bis auf  $\frac{1}{3}$  m über die Flußsohle herabgelassen werden darf, damit er, ohne zu streifen, noch kippen kann.

Für die Entnahme von Wasserproben unmittelbar über der Sohle ist der im folgenden beschriebene und in Abb. 2 dargestellte Apparat geeignet, mit dem ebenfalls eine größere Anzahl Messungen ausgeführt wurden.<sup>9)</sup> Der Apparat gestattet wegen seiner Verstellbarkeit auch die Entnahme von Wasserproben aus verschiedener Tiefe, seine Handhabung hat sich aber als zu schwerfällig erwiesen, um ihn unter allen Verhältnissen verwenden und allgemein einführen zu können. Er muß von einem niederen Steg oder einer festgeführten Fähre aus bedient werden.

Der Wasserschöpfer  $Z$  — ein Eisenzylinder von 25 cm Länge und 16 cm Lichtweite — ist am unteren Ende eines Rohres  $r$  befestigt, das über die Führungsstange  $f$  geschoben und längs dieser beweglich ist. Die Führungsstange wie das Überschraubrohr sind durch Abnahme oder Einsetzen von Teilstücken in ihrer Länge veränderlich; sie sind in dm-Teilung durchlocht, so daß der Wasserschöpfer mittels des Vorsteckers  $v$  auf bestimmte Tiefe eingestellt werden kann. Die Führungsstange wird mit einem oben aufzusetzenden Steckschlüssel mittels des Schlangenbohrers  $b$  bis zur Fußplatte  $p$  in die Flußsohle gebohrt. Der Zylinder  $Z$  trägt hinten und vorn die Klappen  $k$ , die durch die starken, doppelt wirkenden und außerhalb des Zylinders angeordneten Stahlfedern  $st$  gegen die mit Falz und Gummidichtung versehenen Zylinderränder  $g$  gepreßt werden. In der gewünschten und an der Führungsstange eingestellten Tiefe werden mittels des Seilzuges  $s$  die Klappen hochgezogen, so daß das Wasser ungehindert den Zylinder durchströmt, bis infolge Loslassens des Seilzuges die Klappen sich wieder schließen, worauf die im Zylinder aufgefangene Wasserprobe herausgehoben und entnommen werden kann.

#### Die Einzelmessungen.

Das Ziel der Schwemmstoffmessungen ist die Ermittlung der innerhalb einer Hochwasseranschwellung transportierten Gesamtmenge aus der sekundlichen Wassermenge und der sekundlichen Schwemmstoffdichte. Während nun die sekundliche Wassermenge aus Wassermessungen und dem Pegelstand abgeleitet werden kann, ist die Schwemmstoffdichte, wie später gezeigt wird, hiervon nicht abhängig; da sie außerdem noch sehr raschen und starken Schwankungen unterworfen ist, sind sehr viele Wasserproben notwendig, wenn man ihren Verlauf zusammenhängend verfolgen will.

<sup>9)</sup> Dieser Apparat ist erdacht von Flußmeister Keller in Füssen (Oberbayern); er ist nur als Einzelstück hergestellt.

Aus praktischen Gründen lassen sich nicht alle nötigen Messungen als „Voll-Messungen“ über den ganzen Flußquerschnitt ausführen, und es wird deshalb der größere Teil als „Einzel-Messungen“ nur in einem Punkte des Flußquerschnittes ausgeführt. In diesem Falle werden die Wasserproben im Stromstrich aus der Oberfläche oder wenig unterhalb dieser geschöpft. Die ausgeführten Vollmessungen erlauben die Aufstellung der Beziehung zwischen der gemessenen mittleren Schwemmstoffdichte und der Schwemmstoffdichte an der Oberfläche, wonach das Ergebnis der Einzelmessungen dann zu verbessern ist. Wenn man die für die Schwemmstoffführung maßgebenden Verhältnisse einer Meßstelle durch genügend zahlreiche Vollmessungen aufgedeckt hat, kann man die Vollmessungen noch mehr einschränken und dadurch die Arbeit sehr vereinfachen. Bei der Entnahme an der Oberfläche muß beim Wasserschöpfer des Systems Höchstetter der Schwimmer weggelassen und der Schöpfcylinder allein in umgekippter Stellung zu Wasser gelassen oder mit einem Kübel geschöpft werden.

#### Die Schöpfprobe und ihre Verarbeitung.

Um die Verteilung der Schlammdichte über den Querschnitt zu erhalten, wurden, hauptsächlich mit dem Wasserschöpfer System Höchstetter, im allgemeinen in drei Lotrechten des Flußquerschnittes aus je zwei bis drei Entnahmepunkten verschiedener Tiefe Wasserproben entnommen. Da sowohl nach Beobachtungen wie nach Messungen die Schwemmstoffführung schwallweise aufzutreten scheint, wird zur Gewinnung von Durchschnittswerten in jedem Entnahmepunkte drei- bis viermal geschöpft und diese Schöpfproben in einem Kübel zusammengewaschen, so daß eine Wasserprobe im ganzen etwa 6 bis 8 l umfaßt. Der Kübel mit den Wasserproben wird hierauf in einen geschützten Raum in der Nähe der Meßstelle verbracht; nach Entnahme aller Wasserproben für eine Messung wird dort filtriert.

Es wurde schon eingangs die Erfahrung erwähnt, daß die in einer Wasserprobe enthaltenen Schwemmstoffmengen nur durch Gewichtsbestimmung in trockenem Zustande hinreichend genau festgestellt werden können. Eigene Versuche haben dies in vollem Umfange bestätigt, so daß der Schwemmstoffgehalt durch Filtrieren, Trocknen und Wägen bestimmt wird. Als Filter kommen Filterpapier und Filtertücher zur Anwendung. Die Arbeiten mit dem Filterpapier sind wohl fehlerfrei, erfordern aber eine gewisse Vorsicht und größere Sorgfalt, so daß sie nur an jenen Meßstellen in Frage kommen, wo geeignete Leute eingearbeitet werden können und eine entsprechende Räumlichkeit für ein ungestörtes Arbeiten vorhanden ist. Da das Filtrieren mit Papier sehr langsam vor-

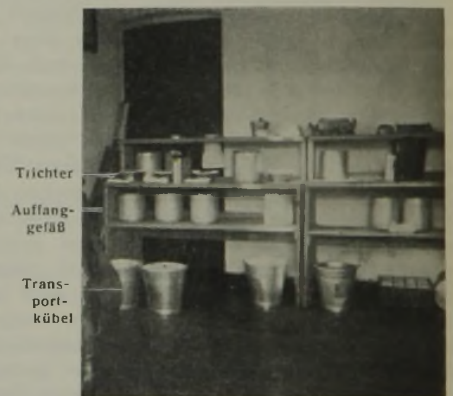


Abb. 3. Filtriergestelle.  
(Meßstelle Staudach an der Tiroler Ache.)

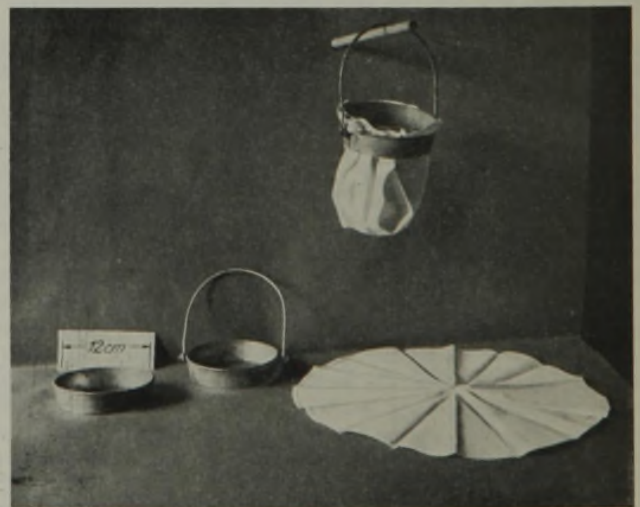


Abb. 4. Filtersack mit Aufhängung.

sich geht, sind eine größere Anzahl Kübel zur Aufbewahrung der Wasserproben und Trichter mit Auffanggefäßen (aus Blech) erforderlich (Abb. 3). Wo diese Voraussetzungen nicht gegeben sind, wird als Filter ein dichter weißer Baumwollstoff (Hemdenstoff) verwendet, der in runde Flecke von

40 cm Durchm. geschnitten und gesäumt ist. Die einzelnen Filtertücher werden in einem aufhängbaren Ring mittels inneren Spannrings eingespannt, so daß ein nahtloser Filtersack entsteht (Abb. 4). Dieses Filter hält besonders am Anfange des Filtriervorganges, wo die Poren des Stoffes sich noch nicht verlegt haben, nicht alle Sinkstoffe zurück, das Ergebnis ist daher mit einem gewissen Fehler behaftet, der bei kleinerem Rückstand prozentual größer ist als bei einem größeren Filtrerrückstand. Die Größe dieses Fehlers muß des öfteren durch nochmaliges Filtrieren des abgelaufenen Wassers mittels Filterpapiers bestimmt werden. Die den verschiedenen Filtermengen entsprechenden Fehlergrößen ergeben eine Kurve nach Abb. 5.

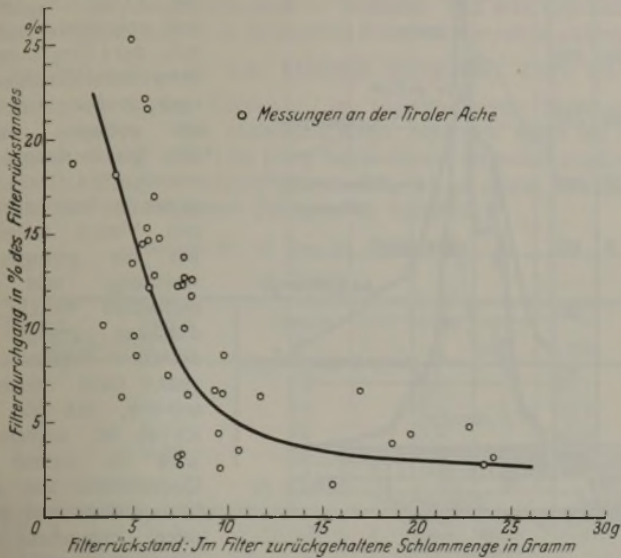


Abb. 5. Beziehung zwischen Filterdurchgang und Filtrerrückstand. (Gültig für die Filtertücher Nr. 21 bis 384 und das Jahr 1926.)

Da die Filtertücher bei mehrmaligem Gebrauch ihre Durchlässigkeit verändern, ist die Kurve von Zeit zu Zeit neu aufzustellen. Aus Abb. 5 ist ersichtlich, daß die Ungenauigkeit besonders bei kleineren Mengen sehr groß ist; da aber die Tage mit geringer Schwemmstoffführung, selbst wenn sie häufig sind, gegenüber den wenigen Hochwassertagen mit ihren großen Schwemmstoffmengen nicht ins Gewicht fallen, kann dieser Mangel der Stofffilter in Kauf genommen werden, zumal in manchen Fällen auf Messungen sonst überhaupt verzichtet werden müßte, wo die aufgestellten Beobachter mit dem empfindlichen Papier nicht zurechtkommen.

Nach Beendigung des Filtrierens werden die Filter an der Luft getrocknet und in besonderer Versandkiste an die Zentralstelle eingesandt, um dort wieder gewogen zu werden, nachdem sie schon vor Hinausgabe in leerem Zustande gewogen waren. Die Wägung geschieht auf einer pharmazeutischen Waage auf  $\frac{1}{100}$  g genau. Vor der Wägung werden die Filter in einem elektrisch geheizten Trockenofen je 10 min getrocknet und dann 15 min im Zimmer aufgehängt. Bei diesem Verfahren sind die Filter zwar nicht völlig wasserfrei, sondern sie haben ihrer hygroskopischen Eigenschaft wegen aus der Zimmerluft wieder etwas Feuchtigkeit aufgenommen, aber das Wiegen bei völliger Trocknung würde besondere Maßnahmen erfordern. Kontrollmessungen an feuchten Tagen und trockenen Tagen haben die Zulässigkeit dieses Verfahrens für den hier angestrebten Genauigkeitsgrad erwiesen. Die Filter sind fortlaufend nummeriert, so daß über ihre Verwendungsstelle und ihr Gewicht vor und nach der Verwendung Buch geführt werden kann. Die Ergebnisse der Messungen werden mit anderen wissenswerten Angaben in Formblätter eingetragen und ausgewertet, wie es nebenstehende Tabelle I zeigt. Für die aufgestellten Beobachter ist eine eingehende Anweisung herausgegeben, die neben der mündlichen Unterweisung eine einheitliche Behandlung ermöglichen soll.

**Auswertung der im Formblatt verarbeiteten Schöpfproben.**

Die Berechnung der Schwemmstoffdichte aus dem Gewichte des Filtrates und der Größe der Wasserprobe geht aus den Eintragungen der Tabelle I ohne weiteres hervor. Etwas umständlicher ist die Bestimmung der mittleren Schwemmstoffdichte aus den bei der Vollmessung für verschiedene Punkte des Querschnittes erhaltenen Schwemmstoffdichten. Zur theoretisch richtigen Ermittlung der mittleren Schwemmstoffdichte eines Querschnittes müßte man diesen entsprechend den vorhandenen Entnahmepunkten in Zonen einteilen, und die jeder Zone zukommende sekundliche Wassermenge mit der zugehörigen Schwemmstoffdichte multiplizieren und diese Produkte über den Querschnitt integrieren, und dann das Mittel bilden. Zu diesem Zwecke müßte jedesmal mit einer Vollmessung gleichzeitig eine Wassermessung ausgeführt werden,

**Tabelle I.**

Betreff: **Geschiebeführung** Wasserproben

Gewässer: <i>Lech</i>	Nächster Pegel: <i>Füssen</i>	Amt: <i>Bauamt Kempten</i>
Fluß-km: <i>166,225</i>	Pegelstand: <i>+ 145</i>	Datum und Zeit: <i>19. September 1927, 15<sup>30</sup>—16<sup>30</sup>h</i>
Probe Nr. <i>257</i>	Sekundliche Wassermenge: <i>220 m<sup>3</sup>/sek</i>	Name und Dienstgrad des Aufnehmenden: <i>Keller, Flußoberaufseher</i>
Wassertrübung: (milchig, gelblich, kaffeebraun) <i>kaffeebraun</i>	Treibzeug: <i>stark</i>	Ursache der Anschwellung: (lokale Gewitter, wo? <i>Schneesmelze, Landregen</i> ) <i>Landregen und Schneesmelze im Hochgebirge infolge Föhneinflusses</i>

Allgemeine Bemerkungen und Querschnittsskizze:

Wasserproben		Filter-säckchen oder Papier		Filter-gewicht		Schwemm-stoffmenge		Bemerkungen
Profil-lot-rechte	Ent-nahme-tiefe	Menge	Nr.	leer	mit Rück-stand	im ganzen	je Einheit	
	m	l		g	g	g	g/m <sup>3</sup>	
I	Oberfl.	8,4	720	7,26	14,73	7,47	888	1) Spalte 7 = Spalte 6 - Spalte 5
I	1,0	8,4	721	7,40	16,08	8,68	1033	
I	1,40	8,4	722	7,61	16,81	9,20	1095	
II	Oberfl.	8,4	723	7,66	14,73	7,07	842	2) Spalte 8 = 1000 × Spalte 7 × Spalte 3
II	1,0	8,4	724	7,43	16,64	9,21	1096	
II	1,90	8,4	725	7,64	20,32	12,68	1509	
III	Oberfl.	8,4	726	7,55	14,45	6,90	821	
III	1,0	8,4	727	7,37	14,74	7,37	877	
III	1,90	8,4	728	7,22	16,10	8,88	1056	

was aber, außer in Einzelfällen, wegen des großen Arbeitsaufwandes nicht durchführbar ist. Ferner weist erfahrungsgemäß die Schwemmstoffführung dauernd zufällige Schwankungen auf, die nicht vollkommen erfassbar sind, so daß eine so große Genauigkeit der Auswertung praktisch nutzlos ist. Es wird daher nur ein Annäherungsverfahren angewandt, indem man die gemessenen Schwemmstoffdichten mit Verhältniszahlen multipliziert, die entsprechend der Abnahme der Wassergeschwindigkeit gegen die Tiefe zu abnehmen und nach Wassermessungen, die unter ähnlichen Verhältnissen ausgeführt sind, ungefähr eingeschätzt sind.

Als Beispiel sei die Auswertung einer Vollmessung am Lech bei Füssen gezeigt. Der Lech tritt hier, aus Tirol kommend, in das Alpenvorland ein, hat noch ein Gefälle von 2,7 bis 3,4 ‰, eine mittlere Wasserführung von 65 m<sup>3</sup>/sek und eine Hochwasserführung von 300 m<sup>3</sup>/sek,

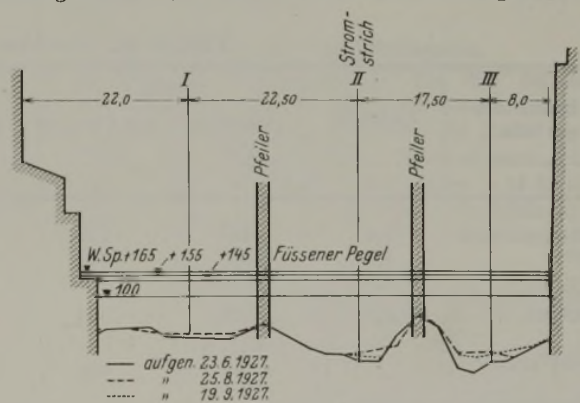


Abb. 6. Querschnitt des Lech bei Füssen an der Meßstelle.

die sich bis zur Höchstwasserführung von 1000 m<sup>3</sup>/sek steigern kann; bisher wurde als HHW-Menge 950 m<sup>3</sup> gemessen. Die Messungen werden hier von der Brücke in Füssen aus gemacht. Abb. 6 gibt den Flußquerschnitt an dieser Stelle wieder, mit Einzeichnung des Wasserstandes, bei dem die Messung gemacht wurde, und der drei Profil-lot-rechten I, II, III, in denen die Wasserproben entnommen wurden. Es handelt sich hier nur um ein kleines häufig vorkommendes Hochwasser. In Tabelle II sind die Messungsergebnisse zusammengestellt und in Abb. 7 zeichnerisch aufgetragen. Man erkennt hier die Zunahme der Schwemmstoffdichte gegen den Stromstrich und gegen die Tiefe zu. Es sei hier aber aus-

drücklich bemerkt, daß andere Messungen wieder keinen sehr deutlichen Unterschied ergeben haben, besonders bei höherem Wasserstand, wo die raschere Wasserbewegung eine stärkere Durchwirbelung des Wassers zur Folge hat.

Tabelle II. Vollmessung am Lech bei Füßen.

Probe Nr.	Datum und Zeit	Pegelstand Füßen cm	Entnahmetiefe und Schlamm-dichte in der Profillotrechten					
			I		II		III	
			m	g/m <sup>3</sup>	m	g/m <sup>3</sup>	m	g/m <sup>3</sup>
257	19. IX. 1927 15 <sup>30</sup> —16 <sup>30</sup> h	145 steigend	0	888	0	842	0	821
			1,00	1033	1,00	1096	1,00	877
			1,40	1095	1,90	1509	1,90	1056

Zur Einschätzung der Wassergeschwindigkeiten in den einzelnen Entnahmepunkten kann man sich auf eine an der gleichen Stelle am 12. Mai 1927 bei +103 Füßener Pegel ausgeführte Wassermessung stützen. Da der Wasserschöpfer nur bis 0,5 m über der Sohle hinabgelassen werden kann, ohne aufzustoßen, erreicht er nie die Zone der kleinen Geschwindigkeiten, so daß die am untersten Entnahmepunkte vorherrschende Geschwindigkeit nicht viel von der mittleren Geschwindigkeit abweichen wird. Die Oberflächengeschwindigkeit beträgt erfahrungsgemäß

$\frac{v_m}{0,9} = 1,1$  m/sek, wenn mit  $v_m$  die mittlere Geschwindigkeit des Querschnittes bezeichnet ist. Man kann daher schätzungsweise das Ergebnis der Wasserprobe

- an der Oberfläche mit dem Gewicht 1,1
- in der Mitte mit dem Gewicht . . . 1,0
- unten mit dem Gewicht . . . . . 0,9
- Summe 3,0

behaften. Die Verteilung der Wassermengen auf die einzelnen Brückenöffnungen ergab sich nach der Wassermessung fast genau proportional den nassen Querschnitten. Diese verhielten sich bei der Vollmessung am 19. September 1927, die mit Nr. 257 fortlaufend bezeichnet ist, für die Öffnungen I:II:III = 1:1,18:1,05. Dann berechnet sich die mittlere Schwemmstoffdichte des gesamten Querschnittes wie in Tabelle III gesehen:

Tabelle III. Berechnung der mittleren Schwemmstoffdichte.

Entnahmetiefe	Gewicht	Profil I		Profil II		Profil III		Summe	Mittel
		gemessen g/m <sup>3</sup>	mit Gewicht g/m <sup>3</sup>	gemessen g/m <sup>3</sup>	mit Gewicht g/m <sup>3</sup>	gemessen g/m <sup>3</sup>	mit Gewicht g/m <sup>3</sup>		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Oben . . . . .	1,1	888	976	842	927	821	904		
Mitte . . . . .	1,0	1033	1033	1096	1096	877	877		
Unten . . . . .	0,9	1095	985	1509	1358	1056	951		
Summe . . . . .	3,0	3016	2994	3447	3381	2754	2732		
Mittel . . . . .		1005*)	998	1149*)	1127	918*)	911	3072	1024*)
Wassermengenverhältnis . .			1		1,18		1,05	3,23	
Schwemmstoffdichte . . . . .			998		1333		957	3288	1017

\*) arithmetisches Mittel

Die Schwemmstoffdichte wird jeweils mit dem ihrem Querschnittspunkt zukommenden Gewichte multipliziert, dann summiert und schließlich mit der Summe der Gewichte, hier = 3,0, wieder dividiert (Zahlen in Spalte 4, 6, 8, Zeile 6). Diese Mittel hinwiederum werden mit dem Wassermengenverhältnis multipliziert, summiert und mit der Summe dieser Verhältniszahlen, hier = 3,23, wieder dividiert. Das Endergebnis ist 1017 g/m<sup>3</sup> als mittlere Schwemmstoffdichte.

Daneben ist noch zum Vergleich das rein arithmetische Mittel ohne Berücksichtigung der Wassergeschwindigkeiten und Wassermengenverteilung gebildet und zu 1024 g/m<sup>3</sup> gefunden. Es verhält sich somit zum genauer berechneten Mittel wie 1024:1017 = 1:0,994.

Die genauere Berechnung ergibt also nur um 0,6% weniger als die Berechnung mit dem arithmetischen Mittel. Da schon den Wassermessungen bei Hochwasser nur 3 bis 5% Genauigkeit zukommt, muß man bei der Ermittlung der Schwemmstoffmengen mit noch größerer Ungenauigkeit rechnen, so daß also hier in diesem Querschnitt des Lech eine genauere Auswertung keinen Vorteil bringt und bei der geringen Abweichung vom arithmetischen Mittel dieses durchaus genügt. Aus diesem Ergebnis darf aber nicht geschlossen werden, daß dies überall so ist, sondern man wird für andere Meßquerschnitte und andere Flüsse diese erst auf die oben angegebene Weise untersuchen müssen.

Als Verhältnis der mittleren Schwemmstoffdichte  $s_m$  zur Schwemmstoffdichte im Stromstrich

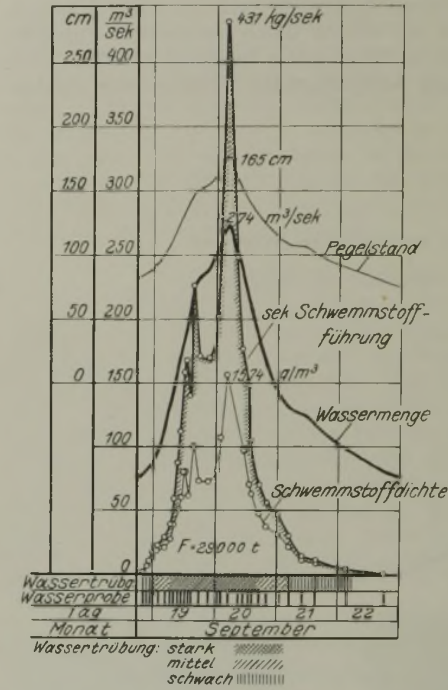


Abb. 8. Schwemmstoffführung des Lech bei Füßen während des Hochwassers vom 19. bis 22. September 1927.

an der Oberfläche ( $s_o$ ) ergibt sich  $\frac{s_m}{s_o} = \frac{1017}{842} = 1,21$ , d. h. die mittlere Schwemmstoffdichte ist hier um 21% größer als die an der Oberfläche im Stromstrich gemessene. Andere Messungen an der gleichen Stelle am Lech, aber bei anderen Wasserständen, haben wieder andere Ergebnisse gehabt. Es soll einem anderen Aufsatz vorbehalten bleiben, näher hierauf einzugehen, es sei aber schon hier gesagt, daß für diese Meßstelle bei den für die Schwemmstoffführung wichtigen höheren Wasserständen mit im Mittel genügender Genauigkeit die Schwemmstoffdichte an der Oberfläche im Stromstrich als mittlere Schwemmstoffdichte angenommen werden kann. Auch diese Schlußfolgerung darf nicht verallgemeinert werden, sondern muß auf ähnliche Verhältnisse wie die vorliegenden beschränkt bleiben. Die mittlere Schwemmstoffdichte wird mit der zur Zeit der Messung

abgeflossenen sekundlichen Wassermenge multipliziert, wodurch man die sekundliche Schwemmstoffmenge erhält, die nunmehr zweckmäßig in kg/sek ausgedrückt wird. Diese Werte, über der Zeitabszisse aufgetragen, ergeben eine zusammenhängende Kurve, deren Flächeninhalt, mittels Planimeters bestimmt, die innerhalb einer bestimmten Zeit abgeführte gesamte Schwemmstoffmenge in kg oder t darstellt (Abb. 8). (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Beitrag zur Bestimmung des Abflußbeiwertes bei Regenfällen.

Von Stadtamtsbaurat Dr.-Ing. Friedrich Reinhold, Dresden.

(Schluß aus Heft 33.)

Die weitere Bearbeitung der auf dem Wege der formularmäßigen Auswertung gewonnenen Zahlen lehnt sich eng an die oben angegebene Auswertung der Regenbeobachtungen an. Im logarithmisch geteilten Koordinatennetz wird die Abflußstärke  $s$  als Ordinate, die zugehörige Regendauer  $T$  als Abszisse aufgetragen. Die einzelnen Beobachtungspunkte werden geradlinig miteinander verbunden, so daß ein geschlossener Kurvenzug — die Abflußstärkenlinie — entsteht. Hat man Regenstärkenlinie und Abflußstärkenlinie in demselben Koordinatensystem aufgetragen, so ist der Wert  $\psi = \frac{s}{i}$  für jede beliebige Regendauer durch die Ordinatendifferenz der beiden Kurven — im logarithmischen Maßstabe gemessen — gegeben. Auf einfachste Weise läßt sich somit die Kurve des Abflußbeiwertes  $\psi = f(T)$  für jeden beobachteten Regenfall zeichnerisch ermitteln. Der Gang der ganzen Auswertung ist an einem Beispiel in Abb. 7 und den nachfolgenden Zahlentafeln vorgeführt:

Regen Nr. 12 am 23. Mai 1926.

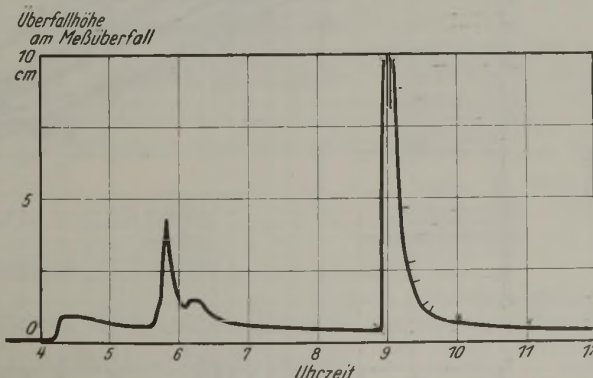
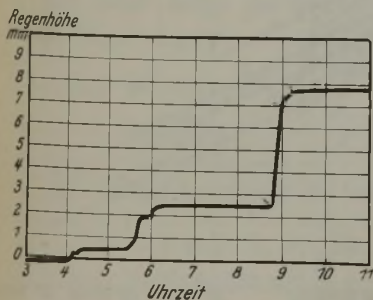
a) Regen

Beginn des Regens	Ende	Dauer $T$	Höhe $h$	$i$ l/min
8,57	9,00	3	1,0	66,7
8,46	9,00	14	4,5	64,4
8,46	9,12	26	5,2	40,0
8,46	9,49	63	5,0	16,8

b) Abfluß

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Z	Tag	Uhrzeit h min	$h$ cm	$\int T$ min	$\int h$ cm	$z$ l/min	$q$ l/min	$q+z$ l/min	$Q$ l	$\Sigma Q$ l	$T$ min	$s$ l/min
12	23. 5.	8 52	0,3									
	1926		55	3	5,00	4,63	3,6	8,23	24,69	338,45	18	18,80
			57	2	4,40	6,12	18,2	24,32	48,64	127,96	5	25,59
			58	1	0	0	29,7	29,70	29,70	29,70	1	29,70
		9 00	8,7	2	-1,00	-1,39	26,2	24,81	49,62	79,32	3	26,44
			02	1	-0,65	-0,90	22,5	21,60	43,20	171,16	7	24,45
			03	1	1,60	4,45	24,3	28,75	28,75	199,91	8	24,96
			04	1	0	0	29,0	29,00	29,00	228,91	9	25,43
			05	1	-0,90	-2,50	26,4	23,90	23,90	252,81	10	25,28
			10	5	-4,15	-2,31	14,5	12,19	60,95	313,76	15	20,92
			15	5	-1,80	-1,00	4,80	3,80	19,00	357,45	23	15,54
			20	5	-0,90	-0,50	2,01	1,51	7,55	365,00	28	13,04
			25	5	-0,55	-0,30	1,0	0,70	3,50	368,50	33	11,17
			30	5	-0,30	-0,18	0,62	0,44	2,20	370,70	38	9,74
			10 00	30	-0,45	-0,04	0,39	0,35	10,50	381,20	68	5,01
			11 00	60	-0,20	-0,01	0,19	0,18	10,80	392,00	128	3,06
			12 00	60	-0,10	0	0,15	0,15	9,00	401,00	188	2,13

Abb. 7 enthält neben der Regenhöhen- und Abflußlinie, wie sie von dem Regenschreiber bzw. von dem selbstschreibenden Pegel des Meßüberfalls aufgezeichnet werden, auch die Regenstärken- sowie die Abflußstärkenlinie. Letztere sind im logarithmischen Netz auf Grund vor-



Zu Abb. 7.

stehender Zahlentafeln aufgetragen. Ferner ist die Ermittlung der Kurve für  $\psi$  auf zeichnerischem Wege, wie oben beschrieben, durchgeführt. In der Regenhöhenkurve sowie in der Abflußkurve sind die in die Zahlentafeln zur Berechnung der beiden Intensitätskurven übernommenen Abschnitte des Regens bzw. des Abflusses durch kleine Querstriche gekennzeichnet.

### Einfluß der Verdunstung.

Um festzustellen, in welcher Weise die Verdunstung auf den Abflußbeiwert  $\psi$  Einfluß ausübt, ist, wie bereits oben erwähnt, auf dem Kanalpumpwerk Neufahrwasser neben der Versuchsfläche ein selbstschreibender Verdunstungsmesser aufgestellt worden. Der Apparat stammt von der Firma R. Fueß. Er besitzt eine Neigungswaage, die eine Schale trägt, die stets bis zum Rande mit Wasser gefüllt sein muß, damit die über die Wasserfläche streichende Luft immer die volle Wasserfläche trifft, was aber nicht der Fall sein würde, wenn der Wasserspiegel durch Verdampfen allmählich unter den Rand der Schale sinken würde. Um eine dauernd konstante Höhe des Wasserspiegels zu erzielen, ist eine selbsttätige Auffülleinrichtung vorgesehen. Durch diese Einrichtung wird der Abstand des Wasserspiegels vom Rand der Schale gleichgehalten. Die aufgezeichnete Kurve ist eine Summenlinie, die die gesamte Verdunstungshöhe in mm

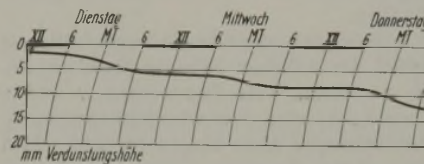


Abb. 8. Aufzeichnung des selbstschreibenden Verdunstungsmessers (Ausschnitt).

angibt. Abb. 8 zeigt einen Ausschnitt aus einem Diagramm. Die Schwankung der Verdunstungsmenge im Laufe des Tages ist deutlich erkennbar. Die Größe der Verdampfungsfläche beträgt  $400 \text{ cm}^2$ ; die Registriertrommel dreht sich in einer Woche einmal um. Der

ganze Apparat ist zum Schutze gegen Strahlung und Erschütterungen durch den Wind in einer Thermometerhütte aufgestellt.

Die Aufzeichnungen des Meßinstrumentes zeigen, daß die Verdunstung zwischen 0 mm je Woche (im Winter) und etwa 15 mm je Woche (im Sommer) schwankt. Da  $1 \text{ mm Verdunstungshöhe} \cdot 0,001 = 0,2 \text{ m}^3 = 200 \text{ l}$  Abflußmenge der Versuchsfläche entsprechen, beträgt die durchschnittliche Verdunstungsmenge im Sommer höchstens etwa

$$\frac{200 \cdot 15}{7 \cdot 24 \cdot 60} = 0,31 \text{ l/min.}$$

Als überhaupt größter auftretender Wert kann nach den Beobachtungen etwa ein Betrag von 0,45 mm Verdunstungshöhe je Stunde, d. h. 1,5 l/min angesehen werden. Diese Beträge sind im Vergleich zu den auftretenden Abflußstärken sehr gering. Nimmt man an, daß die Größe der Verdunstung auf der Pflasterfläche selbst ebenso groß ist wie die durch die Verdunstungswaage aufgezeichnete Verdunstungsmenge, so ergibt sich, daß der Einfluß der Verdunstung auf die Größe des Abflußbeiwertes im allgemeinen vernachlässigt werden darf.

### Die Ermittlung des Abflußbeiwertes.

Bei der Ermittlung des Abflußbeiwertes aus den Beobachtungsergebnissen der Versuchsanlage kann es sich nicht darum handeln, sämtliche in der Einleitung erwähnten Einflüsse, die auf die Größe des Abflußbeiwertes einwirken, formelmäßig festzulegen. Wenn es auch gelingt, auf theoretischem Wege getrennte Formeln für Verdunstung — in Abhängigkeit von den Witterungsfaktoren — und Versickerung — in Abhängigkeit von Regenstärke und -dauer und Zustand der Fläche — aufzustellen, so haben

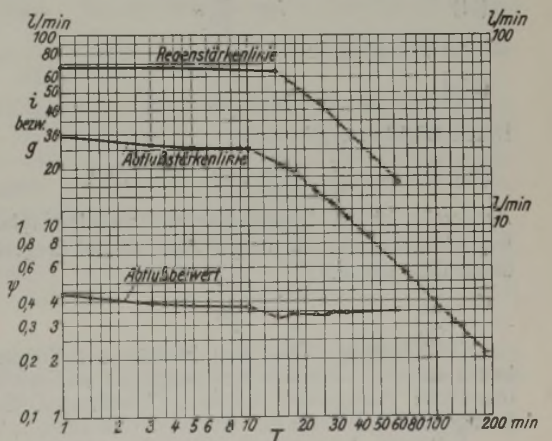


Abb. 7. Auswertungsbeispiel. Regen Nr. 12 am 23. 5. 1926.

derart weitgehend differenzierte Formeln für die vorliegende Aufgabe keine besondere Bedeutung. Es soll daher vorerst auch von ihrer Ableitung abgesehen werden.

Der Nachweis des Zusammenhanges zwischen den in Danzig gewonnenen Versuchsergebnissen mit der u. a. von Vitols<sup>7)</sup> kürzlich entwickelten Versickerungstheorie soll vielmehr einer besonderen Arbeit vorbehalten bleiben.

Um für Danziger Klimaverhältnisse zu einfachen und praktisch brauchbaren Formeln über den Abflußbeiwert verschiedener Straßenbefestigungsarten zu gelangen, die bei der Bemessung von Regenwasserkanälen verwendbar sind, mußte daher ein Auswertungsverfahren gewählt werden, das lediglich die jeweils wechselnden, jedoch bereits formelmäßig erfassbaren Faktoren, also insbesondere Regendauer und -stärke, berücksichtigt.

Über die Abhängigkeit des Abflußbeiwertes von den letztgenannten beiden Faktoren sind, wie u. a. auch Eigenbrodt<sup>5)</sup> mitteilt, in Mailand in beschränktem Umfange Versuche mit künstlichem Regen unter Messung der Abflußmengen sowie Beobachtungen von Niederschlag- und Regenabflußmengen durchgeführt. Poggi<sup>6)</sup> hat die Ergebnisse veröffentlicht und gibt die Beziehungen durch eine Gleichung in Form einer Potenzkurve

$$(10) \quad \psi = \mu i^x T^y$$

wieder, worin

- $\psi$  der Abflußbeiwert,
- $T$  die Niederschlagsdauer in min,
- $i$  die Regenstärke in l/sek · ha,
- $\mu, x$  und  $y$  Zahlen sind, die von den örtlichen Verhältnissen abhängen.

Der Beiwert  $\mu$  berücksichtigt insbesondere die Oberflächenbefestigung und schließt gleichzeitig den Einfluß der örtlichen Klimaverhältnisse ein. Seine Größe wird daher häufig wechseln. Die Exponenten  $x$  und  $y$  dürften hingegen größeren mit dem Klima oder dem Oberflächenzustande der Abflußfläche wechselnden Schwankungen nicht ausgesetzt sein. Man wird wahrscheinlich keinen großen Fehler begehen, wenn man die für Danzig festgestellten Werte von  $x$  und  $y$  auch auf andere Orte überträgt.

Legt man daher die an sich zweckmäßig gebaute Form der Gleichung 10 als Ausdruck für den Abflußbeiwert zugrunde, so ist es erforderlich, die drei Werte  $\mu, x$  und  $y$  aus den Beobachtungsergebnissen zahlenmäßig zu ermitteln. Dies gelingt am besten durch ein Verfahren auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage.

Es möge die während eines gewissen Zeitraumes von  $S$  Jahren beobachtete Gesamtzahl der Regenfälle von bestimmter Regendauer  $T$  — wobei es gleichgültig ist, ob diese Regenfälle allein oder als Teile eines größeren Regens auftreten — mit  $Z$ , die Zahl der Regenfälle, die dabei eine bestimmte Regendauer  $i$  erreichen oder übertreffen, mit  $A$  bezeichnet werden. Der Ausdruck  $m = \frac{A}{Z}$  ist alsdann die relative Häufigkeit eines Regens von der Dauer  $T$  und einer Stärke, die mindestens  $i$  beträgt. Als jährliche Häufigkeit desselben Regens wollen wir den Ausdruck  $n = \frac{A}{S} = m \frac{Z}{S}$  bezeichnen.

Trägt man nunmehr die auf Grund der Auswertungen gewonnenen Regenstärkelinien jedes einzelnen Regens gemeinsam in ein logarithmisches Koordinatennetz ein, so lassen sich für verschiedene relative oder jährliche Häufigkeiten die sogen. Berechnungsregenstärkelinien ermitteln, die in Form einer Potenzgleichung darstellbar sind<sup>8)</sup>. Ebenso kann man bei den Abflußstärkelinien verfahren. Man erhält aus den Beobachtungsergebnissen der Versuchsanlage für eine bestimmte relative Regenhäufigkeit  $m$  als Ausdruck

$$(11) \quad i = \frac{C'}{T^{\alpha_1}}$$

für die Regenstärke

$$(11a) \quad s = \frac{C_1'}{T^{\beta_1}}$$

Durch Division ergibt sich

$$(12) \quad \psi = \frac{s}{i} = \frac{C_1'}{C'} \cdot T^{\alpha_1 - \beta_1} = c T^{\delta}$$

Andererseits ist die Regenstärke für dieselbe relative Regenhäufigkeit  $m$  im langjährigen Mittel dargestellt durch die Gleichung

$$(13) \quad i = \frac{C}{T^{\alpha}}$$

<sup>7)</sup> A. Vitols, Über den Einfluß der Trägheitskräfte auf den Versickerungsprozeß des auf die Erdoberfläche gelangenden flüssigen Wassers. Zeitschr. f. angewandte Mathematik und Mechanik 1928, S. 216.

<sup>8)</sup> Poggi, Le fognature di Milano. 1914.

<sup>9)</sup> Verf. <sup>9)</sup> a. a. O. S. 12.

Mit Gl. 10 ergibt sich hieraus

$$(14) \quad \psi = \mu C^x T^y - \alpha x$$

und durch Gleichsetzung von Gl. 12 und 14

$$(15) \quad \left\{ \begin{aligned} \alpha_1 - \beta_1 &= \delta = y - \alpha x \\ c &= \mu C^x. \end{aligned} \right.$$

Bestimmt man die Werte  $\delta, \alpha, c$  und  $C$  für  $r$  verschiedene Regenhäufigkeiten  $m$ , so ist  $\mu, x$  und  $y$  aus den  $2r$  Gleichungen 15 nach der Methode der kleinsten Quadrate oder graphisch zu ermitteln, womit die gestellte Aufgabe gelöst wäre. Das Verfahren wird an den nachfolgend durchgeführten Ermittlungen näher verdeutlicht werden.

a) Bestimmung der Intensitätslinien.

α) Flächenbefestigung I.

Die Auftragung der Auswertungsergebnisse der beobachteten 25 Regenfälle im logarithmischen Koordinatennetz ist in Abb. 9 für die Regenbeobachtungen, Abb. 10 für die Abflußbeobachtungen durchgeführt. In die Darstellungen sind ferner die Intensitätslinien für die relativen Häufigkeiten  $m = 0,2; 0,3; 0,5$  und  $0,75$  eingetragen. Die Ermittlung der einzelnen Punkte der Intensitätslinien ist einfach. Sollen beispielsweise die Punkte für die Häufigkeitsziffer  $m$  gesucht werden und liegen für eine bestimmte Regendauer  $T$  insgesamt  $Z$  Beobachtungen vor, so muß jede der gesuchten Regenstärken in dieser Zeit  $Z$  mal übertroffen worden sein. Jeder dieser  $Z$  mal übertroffenen Regen von der Dauer  $T$  liegt also über dem  $Z$  mten Regenpunkte der Abbildung, wobei die Abzählung von oben nach unten zu geschehen hat und sich auf die Schnittpunkte der Linienzüge mit der Parallelen zur Ordinatenachse durch  $T$  zu erstrecken hat. Die gewonnenen Punkte scharen sich für jede einzelne Häufigkeitsziffer, wie ersichtlich, ziemlich eng um je eine Gerade, die die Gleichungen 11 bzw. 11a besitzt. Für die Veränderlichen in diesen Gleichungen, die nach der Methode der kleinsten Quadrate oder auch zeichnerisch zu ermitteln sind, ergibt sich folgende Wertezusammenstellung:

$m$	$C'$	$\alpha_1$	$C_1'$	$\beta_1$
0,2	227	0,480	168	0,680
0,3	186	0,500	115	0,655
0,5	138	0,465	78	0,620
0,75	106	0,460	49	0,610

β) Flächenbefestigung II.

Wegen der geringeren Zahl von Beobachtungen (19 Regenfälle) sind nur die relativen Häufigkeitsziffern  $m = 0,3$  und  $0,5$  berücksichtigt worden, die die verhältnismäßig sichersten Werte liefern. Die zahlenmäßigen Auswertungsergebnisse können wiederum wie bei Flächenbefestigung I (Abb. 9 u. 10) im logarithmischen Netz zeichnerisch aufgetragen werden. Man erhält alsdann:

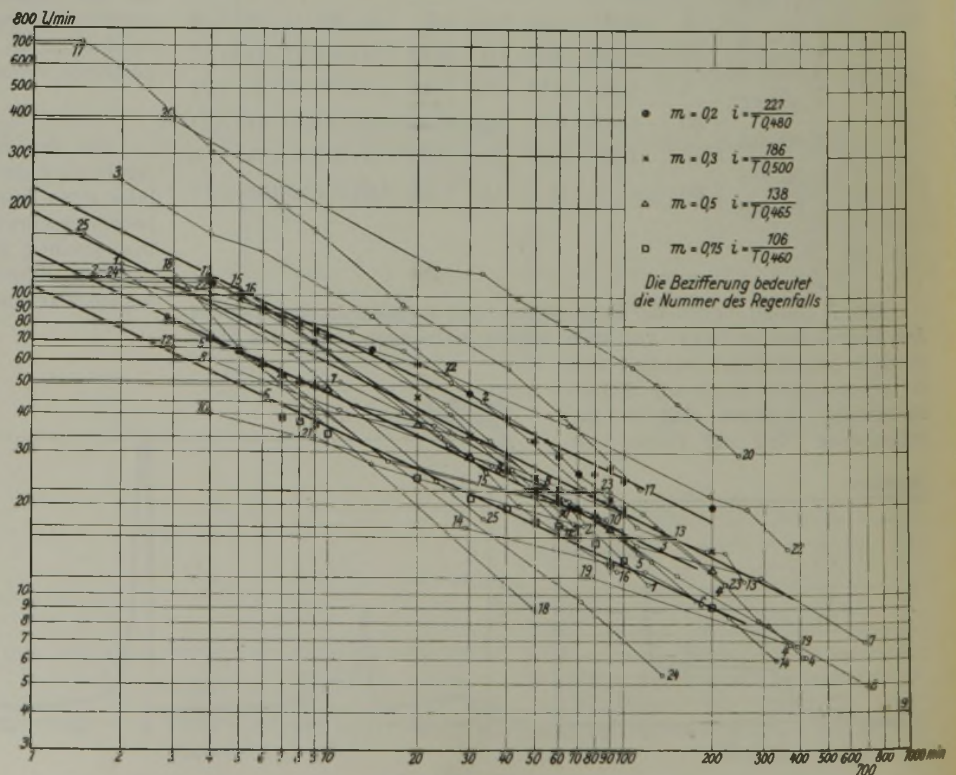


Abb. 9. Flächenbefestigung I. Kopfsteinpflaster, Regenstärkelinien.

m	C'	$\alpha_1$	C <sub>1</sub> '	$\beta_1$
0,3	340	0,580	230	0,740
0,5	359	0,585	160	0,750

γ) Flächenbefestigung III.

Die Zahl der beobachteten Regenfälle bei Flächenbefestigung III beträgt nur vier. Sie ist zu gering, um das oben angewendete Verfahren auch hier durchzuführen. Es kommt daher nur eine Näherungslösung in Frage. Von einer zeichnerischen Auftragung der Beobachtungsergebnisse kann infolgedessen auch abgesehen werden.

b) Bestimmung von  $\mu$ ,  $x$  und  $y$ .

Der Beiwert  $\mu$  möge für Flächenbefestigung I mit  $\mu_I$  für Flächenbefestigung II mit  $\mu_{II}$  und für Flächenbefestigung III mit  $\mu_{III}$  bezeichnet werden. Der Anteil völlig dichter Steinoberfläche an der Flächenbefestigung I betrug 75%, der Anteil von Sandoberfläche (Fugen) 25%. Nimmt man ferner an, daß beim Fugenverguß des Kopfsteinpflasters eine völlige Dichtung des Pflasters nur zu etwa 90% erreicht wurde, was durch gelegentliches Abblättern der Vergußmasse bedingt ist, so bestehen folgende Gleichungen:

$$\mu_I = 0,25 \mu_{III} + 0,75 \mu_{II}'$$

$$0,9 \mu_{II}' = \mu_{II} \text{ oder}$$

$$(16) \quad \mu_{III} = 4 \mu_I - 3,33 \mu_{II}'$$

Hierin bedeutet  $\mu_{II}'$  den Beiwert  $\mu$  bei völlig dichter Flächenbefestigung, wo Versickerung nicht in Betracht kommt. Setzt man ferner, wie oben angegeben, voraus, daß die Werte  $x$  und  $y$  für Flächenbefestigung I und II die gleichen sind, so ergibt sich für die Werte  $c$  und  $z$  der Gleichung 15 die nachfolgende Zusammenstellung. Ferner haben die Regenbeobachtungen in Danzig im langjährigen Mittel unter Zugrundelegung der Gleichung 13 für verschiedene relative Häufigkeiten  $m$  auf die ebenfalls eingetragenen Werte von  $C$  und  $\alpha$  geführt<sup>10)</sup>.

Flächenbefestigung I.

m	$c = \frac{C_1'}{C}$	$\delta$	C	$\alpha$
0,2	0,740	-0,200	500	0,712
0,3	0,618	-0,155	401	0,701
0,5	0,565	-0,155	300	0,689
0,75	0,453	-0,150	235	0,685

Flächenbefestigung II.

0,3	0,680	-0,160	401	0,701
0,5	0,620	-0,165	300	0,689

Die Bestimmung der Unbekannten gemäß Gl. 15 ist durch Ausgleichrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate durchgeführt worden und hat die Werte  $x = 0,567$ ,  $y = 0,228$ ,  $\mu_I = 0,0214$ ,  $\mu_{II} = 0,0238$  ergeben. Damit wird gemäß Gl. 16  $\mu_{III} = 0,0064$ . Will man die letztere Zahl an Hand der Beobachtungsergebnisse nachprüfen, so erhält man beispielsweise für die Regendauer  $T = 10$  min als Mittelwert der Regenstärke  $i = 38,2$  l/min, als Mittelwert der Abflußstärke  $s = 3,50$  l/min. Nimmt man ferner an, daß die Werte  $x$  und  $y$  dieselbe Größe wie bei Flächenbefestigung I und II haben, was mit großer Wahrscheinlichkeit zutreffen wird, so erhält man zur Bestimmung von  $\mu$  aus Gl. 10 den Ausdruck

$$\psi = \frac{s}{i} = \frac{3,50}{38,2} = \mu_{III} \cdot 38,2^{0,567} \cdot 10^{0,228}$$

woraus sich  $\mu_{III} = 0,0066$  ergibt. Die Übereinstimmung erscheint ausreichend.

Man erhält mithin zur Bestimmung des Abflußbeiwertes folgende Gleichung:

$$(17) \quad \psi = \mu i^{0,567} T^{0,228}$$

Hierin ist  $\mu$  wie folgt einzusetzen:

Sandfläche . . . . .	$\mu$	0,0064
Kopfsteinpflaster . . . . .		0,0214
Kopfsteinpflaster mit Fugenverguß . . . . .		0,0238.

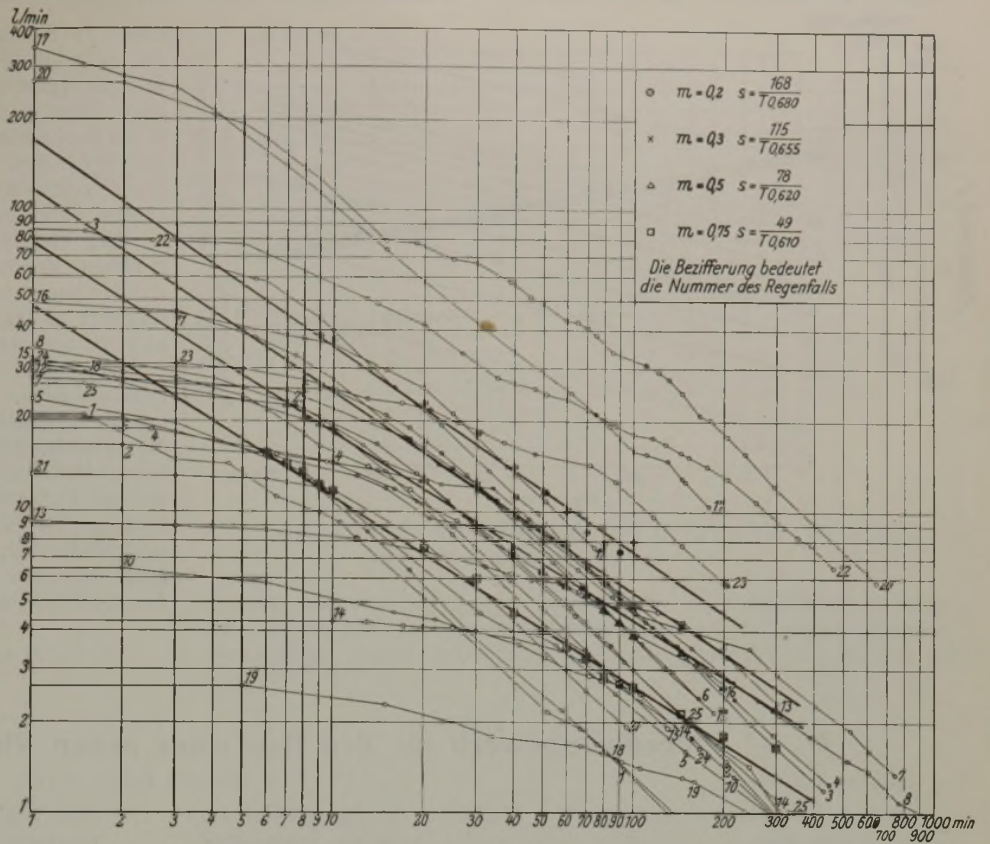


Abb. 10. Flächenbefestigung I. Kopfsteinpflaster, Abflußstärkelinien.

Danach ergibt sich in Anlehnung an das in Dresden<sup>11)</sup> übliche Verfahren etwa für

- a) dichte bebaute Flächen der Innenstadt  $\mu = 0,0220$ ,
- b) halbdicht bebaute Flächen; geschlossene Vorstädte

$$\mu = 0,0220 \cdot \frac{2}{3} + \frac{1}{3} \cdot 0,0065 = 0,0169,$$

- c) offen bebaute Flächen, offene Bauweise

$$\mu = 0,0220 \cdot \frac{1}{3} + 0,0065 \cdot \frac{2}{3} = 0,0117,$$

- d) unbebautes Gelände

$$\mu = 0,0065.$$

Die Auswirkung der Gleichung 17 möge kurz an einem praktischen Beispiel erläutert werden. Es werde ein Regenfall angenommen, der alle Jahre einmal überschritten wird. Für die Regendauer  $T = 7$  min, die in Danzig für die Berechnung der Endstrecken von Regenwasserkanälen Anwendung findet, entspricht dies für Danziger Verhältnisse einer Regenstärke von  $i = 125$  l/sek · ha. Der Abflußbeiwert ergibt sich für  $T = 7$  min  $i = 125$  l/sek · ha nach Gl. 17

$$\text{bei Flächenbefestigung I zu } \psi = 0,517$$

$$\text{II " } \psi = 0,575$$

$$\text{III " } \psi = 0,155.$$

Diese Werte liegen im Rahmen der im allgemeinen üblichen Abflußbeiwerte.

Schließlich möge noch das Ergebnis der in Mailand von Poggi vorgenommenen Berechnungsversuche nachgeprüft werden. Nach den Angaben von Melli<sup>12)</sup> ist eine Pflasterfläche von 255 m<sup>2</sup> Größe überregnet worden. Hierbei ist für  $i = 112,5$  l/sek · ha und  $T = 67$  min ein Abflußbeiwert  $\psi = 0,80$  beobachtet worden. Die Errechnung von  $\mu$  nach Gl. 17 ergibt

$$\mu = \frac{0,80}{112,5^{0,567} \cdot 67^{0,228}} = 0,0210,$$

ein Wert, der sich in befriedigender Weise mit den in Danzig gewonnenen Beobachtungen deckt. Hierdurch findet auch die oben ausgesprochene Annahme, daß  $x$  und  $y$  wahrscheinlich nur geringen Schwankungen unterworfen sind und die dafür gewonnenen Zahlenwerte auch auf die Verhältnisse anderer Städte übertragen werden können, eine Stütze.

Abb. 11 stellt für verschiedene Werte von  $\mu$  die Gleichung 17 graphisch dar. Das Gebiet, in das bei Flächenbefestigung I und II die Beobachtungen an der Danziger Versuchsanlage fallen (zwischen den

<sup>11)</sup> Grundsätze, die Entwässerung des Gebietes der Stadt Dresden betreffend, Tiefbauamt Dresden. Vergl. auch Genzmer, Entwässerung der Städte (Handbuch der Ing.-Wiss.), S. 134.

<sup>12)</sup> Melli, Die Dimensionierung städtischer Kanäle, Schweiz. Bauztg. 1924, Bd. 84, S. 137.

<sup>10)</sup> Verf. a. a. O. S. 14. Die jährliche Häufigkeit  $n$  ergibt sich aus  $m$  durch Multiplikation mit  $\frac{Z}{S} = \frac{123}{24} = 5,13$  (123 = Zahl der im Zeitraum von 24 Jahren in Danzig beobachteten Regenfälle).

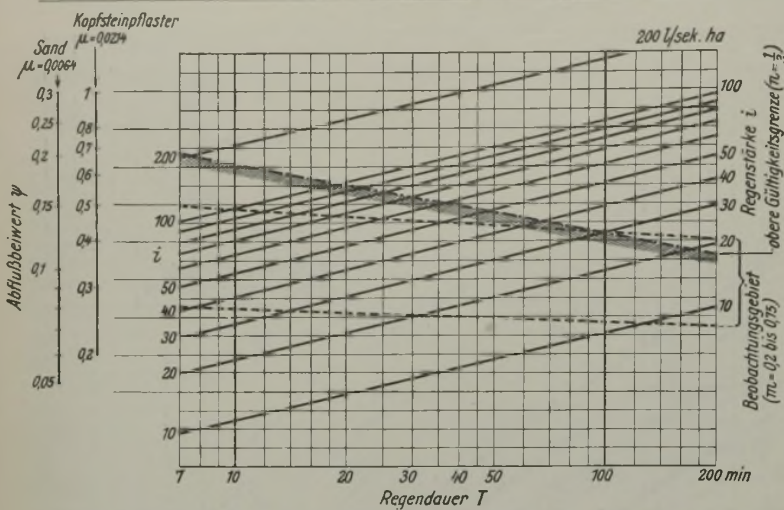


Abb. 11. Abhängigkeit des Abflußbeiwertes von Regendauer und Regenstärke.

relativen Häufigkeiten  $m = 0,2$  und  $m = 0,75$ ), ist besonders gekennzeichnet. Ferner ist die obere Gültigkeitsgrenze der Gleichung 17, wie sie sich aus den langjährigen Danziger Regenbeobachtungen ergibt, einge-

tragen.<sup>13)</sup> Sie bezieht sich auf eine Regenhäufigkeitsziffer  $n = 1/3$ , die für die Berechnung von Regenwasserkanälen etwa die Grenze darstellt. Seltener auftretende Regen dürften kaum in Frage kommen. Die geringe Erweiterung des Gültigkeitsbereichs über das Gebiet der tatsächlichen Beobachtungen hinaus erscheint durchaus zulässig. Die Darstellung gestattet ferner, die Größe der erreichten Abflußbeiwerte für jede Regendauer und -stärke abzulesen. Wie ersichtlich, wird der Wert  $\psi = 1$  in keinem Falle erreicht.

Die Einführung der neuen Abflußbeiwerte ergibt namentlich bei größeren Regenhäufigkeitsziffern, gegenüber der bisher üblichen Berechnungsart eine bedeutende Verringerung der der Kanalberechnung zugrunde zu legenden Wassermengen. Hiermit Hand in Hand geht eine nicht zu unterschätzende Verringerung der Kanalbaukosten.

Vor allem aber lassen sich durch die gewonnenen Ergebnisse die Unsicherheiten, die der Berechnung von Regenwasserkanälen ja ganz besonders hinsichtlich des Abflußbeiwertes anhaften — man vergleiche die einschlägigen Zahlentabellen in den Handbüchern —, um ein erhebliches Maß verringern. Es wird anzustreben sein, auf diesem Wege weitere Versuche zu unternehmen und zu diesem Zweck in größerem Umfange, als es bisher geschehen ist, Beobachtungen im großen an dem tatsächlichen Einzugsgebiet von Regenwasserkanälen vorzunehmen. Derartige Versuche sind in Danzig kürzlich eingeleitet. Sie dürften nach Abschluß eine weitere Klärung der Frage der Abflußbeiwerte bringen.

<sup>13)</sup> Verf. 6) a. a. O. Abb. 5.

### Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Speyer.

Von Reichsbahnrat Ernst, Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

In der „Bautechnik“ 1929, Heft 6, S. 77, Heft 9, S. 130, und Heft 14, S. 214, wurde über die im August 1928 von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ausgeschriebenen öffentlichen Skizzenwettbewerbe für drei neue Rheinbrücken<sup>1)</sup> im allgemeinen und über das Ergebnis des Wettbewerbs für die neue Rheinbrücke bei Ludwigshafen-Mannheim berichtet.



Abb. 1. Eisenbahn- und Straßen-Schiffbrücke bei Speyer.

Der zweite Ideenwettbewerb betraf eine neue Rheinbrücke bei Speyer. An Stelle der seit dem Jahre 1872 bestehenden Eisenbahn- und Straßen-Schiffbrücke (Abb. 1) soll eine eingleisige Eisenbahnbrücke und getrennt davon, aber auf gemeinsamen Unterbauten, eine Straßenbrücke errichtet werden.

Den Bewerbern wurden folgende Unterlagen zur Verfügung gestellt:

1. ein Lageplan der Baustelle;
2. ein Längsschnitt in der neuen Brückenachse im Maßstab 1:500 (Abb. 2), in dem neben dem Höhenplan der Schienenoberkante der neuen Eisenbahnbrücke die von Einbauten der Brückenkonstruktion und die bei Aufstellung der Brücke von Gerüstebauten frei zu haltenden Räume angegeben waren. Für die Strombrücken waren

zwei ungleiche Öffnungen von rd. 157 und rd. 100 m Lichtweite vorgesehen; der mittlere Stropfweiler durfte in der Brückenachse nicht verschoben werden. Die anschließenden je rd. 270 m langen Flutbrücken auf dem rechten Ufer durften wegen der Hochwasserabführung nicht mehr als neun Öffnungen (acht Zwischenpfeiler) aufweisen. Die Stützweite der nach Möglichkeit vollwandig auszubildenden Flutüberbauten durfte jedoch 30 m auch überschreiten. Während nach den Bedingungen der Baugrund bei den Stromüberbauten Bogenschübe und Züge hängereartiger Tragwerke nicht zuließ, war die Form der Flutüberbauten nicht auf Balkenbrücken beschränkt;

3. Querschnitte im Maßstab 1:100 (Abbild. 3). Die Eisenbahnbrücke sollte über dem Strom eine lichte Breite von mindestens 4,46 m erhalten. Die zur Verfügung stehende Bauhöhe (von Schienenoberkante bis Konstruktionsunterkante) betrug für die Stromüberbauten 1,87 m. Für die Straßenbrücke war vorläufig der in Abb. 3a angegebene 1. Ausbau vorgesehen; es war aber

schon jetzt auf den für später beabsichtigten, in Abb. 3a dargestellten 2. Ausbau Rücksicht zu nehmen. Die Bauhöhe betrug hier nur 1,7 m. Bei den Flutüberbauten beider Brücken konnte das Tragwerk ganz unter die Fahrbahn verlegt werden, da hier eine Bauhöhe von mindestens 7,5 m vorhanden war. Der Abstand der inneren Hauptträger der beiden Brücken sollte mindestens 4 m betragen. Eisenbahn- und Straßenbrücke durften nicht zu einem Bauwerk vereinigt werden;

4. zwei von ober- und unterstrom aufgenommene Lichtbilder der Brückenbaustelle.

Die Bewerber hatten zu liefern: einen Grund- und einen Aufriß der Bauwerke im Maßstab 1:500, Querschnitte durch die Strom- und Flutüberbauten im Maßstab 1:100 und zwei in die beigegebenen Lichtbilder eingezeichnete Perspektiven. Zeichnungen und Bilder waren kurz zu

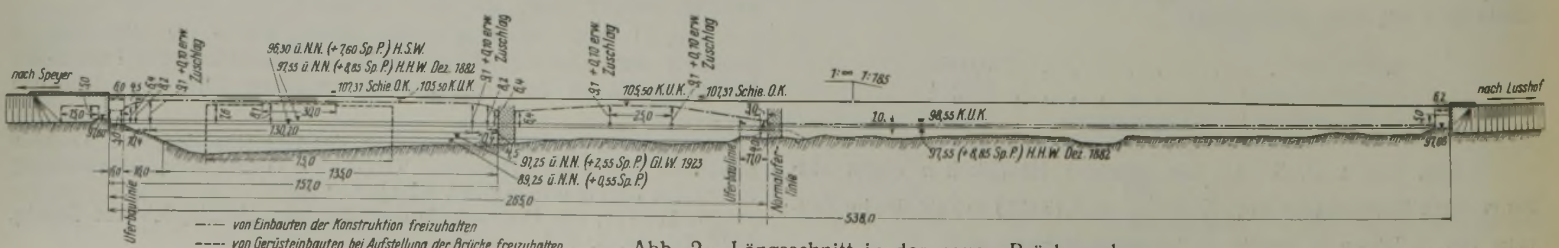


Abb. 2. Längsschnitt in der neuen Brückenachse.



erläutern. Festigkeitsberechnungen, Kostenermittlung und Angaben über Gründungen waren nicht verlangt. Die Wahl der Baustoffe war freigestellt. Den statischen Verhältnissen der Eisenbahnbrücke war der Lastzug N der Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE) von 1925 zugrunde zu legen.

Das Preisgericht trat am 6. und 7. Februar 1929 zusammen. Es bestand aus folgenden Herren:

Ministerialdirektor Knaut, Reichsverkehrsministerium, als Vorsitzendem;

- Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck, Reichsverkehrsministerium;
- Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper, Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft;
- Reichsbahnoberrat Weidmann, Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft;
- Ministerialrat Vilbig, Bayerisches Staatsministerium des Innern;
- Geh. Baurat Prof. Dr. Theodor Fischer, München;
- Ministerialdirektor Dr. Fuchs, Präsident der Badischen Wasser- und Straßenaubdirektion in Karlsruhe;
- Ministerialrat Prof. Dr. Hirsch, Hochbaureferent des Badischen Staatsministeriums der Finanzen;
- Oberregierungsbaurat Ullmann, Speyer.

Herr Ministerialrat Vilbig war verhindert, an den Beratungen teilzunehmen.

Von den eingegangenen 125 Entwürfen wurden im 1. Prüfungsgang einstimmig 71 Entwürfe ausgeschieden. Im 2. Prüfungsgang wurden 29 Entwürfe und im letzten Prüfungsgang 9 Entwürfe ausgeschlossen, so daß für die engste Wahl 16 Entwürfe verblieben. Im folgenden sollen zunächst diese 16 Entwürfe besprochen werden; die gegebenen Erläuterungen („“) stellen jeweils das Gutachten des Preisgerichts dar. Einige Abbildungen weiterer charakteristischer Entwürfe mit kurzen Erläuterungen aus den Begleitberichten der Verfasser mögen den Überblick über die eingereichten Arbeiten vervollständigen.

Während bei dem Wettbewerb für die neue Rheinbrücke bei Ludwigshafen-Mannheim die Hauptschwierigkeit in der Forderung lag, das neue Bauwerk der bestehenden Brücke nach Möglichkeit anzupassen, wurde die Lösung hier durch die verschiedenen Weiten der beiden Stromöffnungen und durch die Flutöffnungen auf einer Seite der Strombrücke erschwert. Eine weitere Schwierigkeit trat hinzu durch die gebotene Rücksicht auf den ehrwürdigen Dom von Speyer. Das Preisgericht war übereinstimmend der Ansicht, daß die Einfügung der Brücke in das von dem Dom beherrschte Gesamtbild und die sich daraus ergebende Unterordnung der Brücke von ausschlaggebender Bedeutung sein müsse. Unter den zwei großen Gruppen — Bogen- und Balkenträger — hielt die Mehrzahl des Preisgerichts bei den Stromüberbauten den Bogenträger mit Rücksicht auf den Dom für die bessere Lösung. Unter den Bogenträgern selbst wurde die Lösung mit zwei Bogenträgern über den beiden Stromöffnungen gegenüber dem Vorschlage mit nur einem Bogen in der Hauptstromöffnung bevorzugt, weil der Unterschied in der Überbrückungsart der beiden Stromöffnungen durch ihre Stützweite nicht hinreichend begründet erschien. Weiter erschien dem Preisgericht die Lösung mit zwei vollwandigen Bogenträgern besser als die mit zwei versteiften Stabbogen, da die Wirkung des Bogenträgers für den Beschauer klarer in Erscheinung tritt als die Wirkung des versteiften Stabbogens.

1. Preis: 9000 R.-M. Entwurf Nr. 35. Kennzahl 343 343. Verfasser: Baurat Dr.-Ing. Friedrich Voß, Kiel, unter Mitwirkung von Landesbaurat Klatt, Kiel (Abb. 4 u. 5).

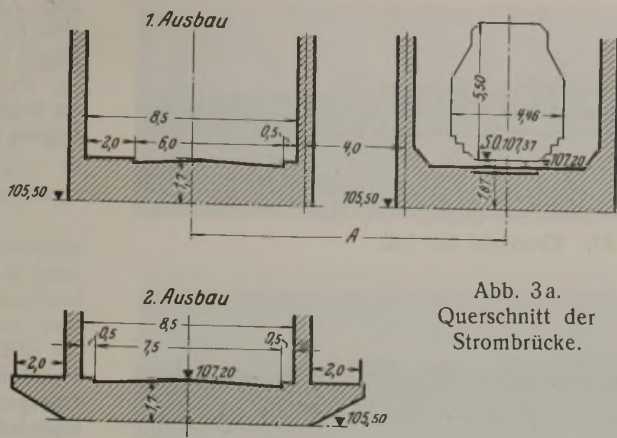


Abb. 3a. Querschnitt der Strombrücke.

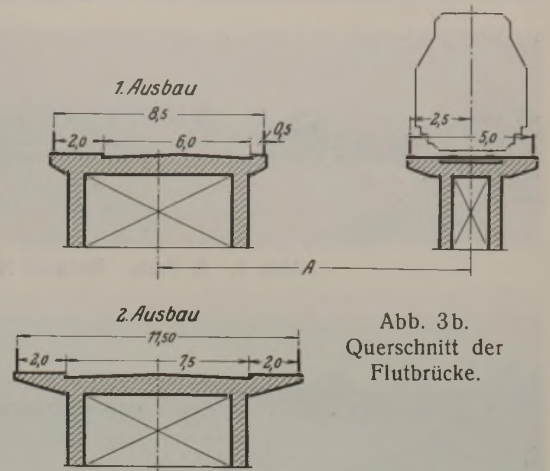


Abb. 3b. Querschnitt der Flutbrücke.

„Stromüberbauten: Zwei vollwandige Bogenträger mit Zugband von 160,5 bzw. 106,4 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,5 m, der Bahnbrücke 8,0 m. Höhe des Stegbleches im Scheitel 2,3 bzw. 1,8 m, an den Kämpfern 4,1 m. Pfeilhöhe der Bogen 21,4 bzw. 13,3 m über dem Zugband, das rd. 3 m über den Auflagern liegt. Entfernung der Hängestangen und Querträger 9,63 bzw. 8,4 m. Die Querträger sind mit den Zugbändern vernietet. Bei der Bahnbrücke sollen die Fahrbahnträger das Zugband dadurch entlasten, daß die Längsträger auch untere Kontinuitätsplatten erhalten, von Endquerträger zu Endquerträger durchlaufen und mit dem unteren Verband vernietet werden. Bogen- und Fahrbahnwindverband.“

Flutüberbauten: Zwei Gruppen von je über vier Öffnungen durchlaufenden einwandigen Blechträgern von je 33,7 m Stützweite. Stegblechhöhe in der Mitte der Öffnungen 2,5 m, an den Auflagern 3 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 7,5 m, der Bahnbrücke 2 m. Die Fahrbahnkonstruktion der Straßenbrücke ist halb versenkt. Entfernung der Querträger rd. 5,6 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern. Verfasser macht den Vorschlag, die Fußwege auf der Flutbrücke 3,5 m breit zu machen, damit die Geländer im zweiten Ausbaustand über die ganze Brückenlänge in einer Ebene durchlaufen.“

Von den Lösungen, die Bogenträger über beiden Stromöffnungen vorgesehen, erscheint dem Preisgericht dieser Entwurf in der Linienführung und technischen Ausführung als der beste.“

Abb. 4 zeigt das Bauwerk stromabwärts, Abb. 5 stromaufwärts gesehen.

2. Preis: 7000 R.-M. Entwurf Nr. 60. Kennzahl 222 221. Verfasser: Karl Rotermund, Architekt B. D. A. Bremen, Richard



Abb. 4. 1. Preis. Entwurf Nr. 35. Kennzahl 343 343.

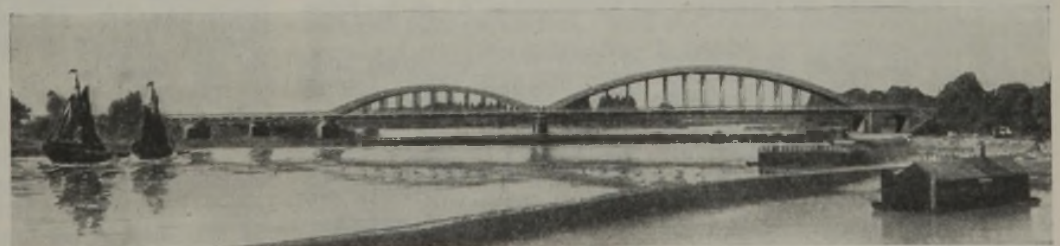


Abb. 5. 1. Preis. Entwurf Nr. 35. Kennzahl 343 343.



Abb. 6. 2. Preis. Entwurf Nr. 60. Kennzahl 222 221.



Abb. 7. 3. Preis. Entwurf Nr. 87. Kennzahl 220 146.

Abb. 8. 4. Preis. Entwurf Nr. 107. Kennzahl 145 000 S<sub>1</sub>.

Abb. 9. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 16. Kennzahl 300 128 Ia.



Abb. 10. Ankauf mit 1000 R.-M. Entwurf Nr. 80. Kennzahl 0 002 800.

Muhr, Paul Köpke, Reinhold Balcke und Walter Hanne-  
mann, Ingenieure in Firma Schellhaß und Druckenmüller,  
Bremen (Abb. 6).

„Stromüberbauten: Zwei vollwandige Bogenträger mit Zugband. Stützweiten 162 bzw. 108 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,2 m, der Bahnbrücke 8 m. Pfeilhöhe der Bogen 20 bzw. 12 m, Trägerhöhe im Scheitel rd. 2,3 bzw. rd. 1,7 m, an den Auflagern 3,6 m. Das Zugband liegt 2,5 m über den Auflagern. Abstand der Hängestangen und Querträger 9 m. Die Querträger sind mit den Zugbändern vernietet. Oberer und unterer Windverband. Der obere Verband besteht nur aus Querriegeln.

Flutüberbauten: Über acht Öffnungen durchlaufende einwandige Blechträger von je 34 m Stützweite. Trägerhöhe in der Mitte der Öffnungen 2,8 m, an den Auflagern 3,6 m, Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 2,5 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind halb versenkt. Entfernung der Querträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 3,25 m.

Der Entwurf kommt dem Entwurf Nr. 35 (1. Preis) fast gleich, steht ihm aber in der Linienführung etwas nach. Technisch ist er nicht zu beanstanden.“

Als nächstbeste Lösung angesehen und mit dem dritten und vierten Preis bedacht wurden Vorschläge, die beide Stromöffnungen mit einem durchlaufenden Balkenträger überbrücken und dadurch die beiden verschieden großen Überbauten zu einem einheitlichen Bauwerk zusammenzufassen suchen.

3. Preis: 5000 R.-M. Entwurf Nr. 87. Kennzahl 220 146. Verfasser: Beuchelt & Co., Grünberg (Schlesien) (Abb. 7).

„Stromüberbauten. Durchlaufende Parallelfachwerkträger mit abgeschrägten Enden. Stützweiten 161,6 und 107 m. Ausfachung Strebenfachwerk mit Hilfspfosten. Systemhöhe 16 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 10 m, der Bahnbrücke 8 m. Entfernung der Querträger 10,1 bzw. 10,7 m. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Drei Gruppen von je über drei Öffnungen durchlaufenden einwandigen Blechträgern von je 30 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 2,5 m. Träger-

höhe 2,5 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind halb versenkt. Entfernung der Querträger 3 m.

Der Entwurf, der technisch nicht zu beanstanden ist, gibt von den Balkenträgern das schlichteste und ruhigste Bild.“

4. Preis: 3000 R.-M. Entwurf Nr. 107. Kennzahl 145 000 S<sub>1</sub>.  
Verfasser: Dr.-Ing. Georg Müller, Regierungsbaumeister, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Lankwitz (Abb. 8).

„Stromüberbauten: Durchlaufende Fachwerkträger mit schwach gekrümmtem Obergurt, symmetrisch zu den beiden Uferpfeilern. Stützweiten 162,5 bzw. 107,1 m. Größte Systemhöhe in der Mitte zwischen den Uferpfeilern 17,5 m, Systemhöhe an den Auflagern 13 m. Ausfachung Strebenfachwerk ohne Pfosten mit schrägen Endabschlüssen. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 9,3 m, der Bahnbrücke 8 m. Abstand der Querträger 12,5 m. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Über neun Öffnungen durchlaufende einwandige Blechträger von je 30 m Stützweite. Trägerhöhe 3 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 2 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern, die Straßenfahrbahn liegt oben.

Bei dem Entwurf ist die ruhige Linienführung, die Zusammenfassung beider Stromöffnungen und außerdem mit Rücksicht auf die Einpassung in die Landschaft die schwach gekrümmte, geschwungene Linienführung des Obergurts lobend hervorzuheben. Technisch ist der Entwurf einwandfrei.“

Der Verfasser möchte mit dem System

keinen Halbparabelträger im üblichen Sinne, sondern einen formverbesserten Parallelträger vorschlagen.

Ankauf mit 1000 R.-M.: Entwurf Nr. 16. Kennzahl 300 128 Ia.  
Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger A.-G. Mannheim. Künstlerischer Berater Baudirektor Abel, Köln (Abb. 9).

„Stromüberbauten: Durchlaufende Parallelfachwerkträger von 161,4 + 107,6 m Stützweite mit schrägen Endabschlüssen. Ausfachung Strebenfachwerk ohne Pfosten. Systemhöhe 15 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,6 m, der Bahnbrücke 8 m. Feldweite rd. 13,5 m. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Drei Gruppen von je über drei Öffnungen durchlaufenden einwandigen Blechträgern von je 30 m Stützweite. Trägerhöhe 2,2 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 7,2 m, der Bahnbrücke 2 m. Die Fahrbahnkonstruktion der Straßenbrücke ist halb versenkt. Abstand der Querträger 5 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern.

Der Entwurf besitzt im allgemeinen die Vorzüge des Entwurfs 107 (Abb. 8), entbehrt aber der guten Wirkung des geschwungenen Obergurts.“

Ankauf mit 1000 R.-M.: Entwurf Nr. 80. Kennzahl 0 002 800.  
Verfasser: Bruno Schulz, Berlin-Grünwald, in Verbindung mit Walter Straßmann, Magistratsoberbaurat, Berlin-Wilmersdorf, als Architekt (Abb. 10).

„Stromüberbauten: Biegungsfeste vollwandige Bogen in steifer Verbindung mit biegungsfesten vollwandigen Zugbalken. Stützweiten 161,5 bzw. 105 m. Bogen und Balken sind durch Vertikalen verbunden und nehmen zusammen die Biegunsmomente auf. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,2 m, der Bahnbrücke 8 m. Pfeilhöhen der Bogen 20 bzw. 13 m. Stegblechhöhe 3 bzw. 2 m. Höhe des Zugbalkens bei der Straßenbrücke 1,6 m, bei der Bahnbrücke 1,8 m. Bogen und Balken haben einwandige Querschnitte. Abstand der Hängestangen und Hauptquerträger 9,75 bzw. 8,5 m. Der Bogen kann auch als Fachwerkträger ausgebildet werden. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Neun Überbauten aus einwandigen Blechträgern von je 29,2 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 6,6 m, der Bahnbrücke 2 m. Trägerhöhe 3 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern. Die Straßenfahrbahn ist halb versenkt. Entfernung der Querträger rd. 3 m.

Der Entwurf steht den Entwürfen Nr. 35 (Abb. 4 u. 5) und 60 (Abb. 6) nahe, erreicht aber dadurch, daß das Zugband biegungsfest ist und infolgedessen sehr hoch ausgeführt werden muß, nicht die Klarheit und Schönheit eines einfachen Bogenträgers.“

Abb. 10 stellt den Entwurf mit Fachwerkbogen dar; angekauft wurde der Entwurf mit vollwandigen Bogenträgern.

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 58. Kennzahl 242 168. Verfasser: Gesellschaft Har-kort, Duisburg, mit Architekt Franz Brantzky, Köln (Ab-bild. 11).

„Stromüberbauten: Durchlaufende Parallelfachwerkträger von 162 + 107 m Stützweite mit halb abgeschrägten Enden. Ausfachung Rautenfachwerk mit kurzen Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben und einem Pfosten über der Mittelstütze. Systemhöhe 14 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 9,1 m, der Bahnbrücke 7,5 m. Die Querträger sind nur an den Kreuzungspunkten der Streben aufgehängt. Bei der Bahnbrücke mit der größeren Konstruktionshöhe wird vorgeschlagen, die Querträger in den Anschlußpunkten an die Hängepfosten nicht mit dem Untergurt zu verbinden. Abstand der Querträger rd. 11 m. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Drei Gruppen von je über drei Öffnungen durchlaufenden einwandigen Blechträgern. Stützweite 30 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 2 m. Stegblechhöhe 2,5 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern. Die Straßenfahrbahnkonstruktion ist halb versenkt. Entfernung der Querträger rd. 5 m.

Der Entwurf bietet einen technisch einwandfreien Rautenträger an mit einer zweckmäßigen Aufhängung der Querträger. Die Wirkung des Rautensystems tritt unter Berücksichtigung der hier anzustrebenden Unterordnung unter den Dom hinter der Wirkung der einfachen Strebenfachwerke zurück.“

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 64. Kennzahl 568 234. Verfasser: Dr.-Ing. Kirchhoff, Berlin, und Hermann Honnef, Heidelberg (Abb. 12).

„Stromüberbauten: Durchlaufende Parallelfachwerkträger von 162 + 108 m Stützweite mit abgeschrägten Enden. Ausfachung mit abwechselnd fallenden und steigenden Streben mit Hilfspfosten und mit Unterteilung. Systemhöhe 13,5 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,5 m, der Bahnbrücke 7 m. Entfernung der Querträger 6,75 m. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Neun Überbauten aus einwandigen Blechträgern von je 30 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 6,5 m, der Bahnbrücke 1,8 m. Stegblechhöhe bei der Straßenbrücke 3 m bei der Bahnbrücke 3,75 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern. Die Straßenfahrbahn liegt oben. Entfernung der Querträger 7,5 m. Die Überbauten der Bahnbrücke sind mit Rücksicht auf die Standsicherheit über den Pfeilern verankert.

Der Entwurf bringt ebenfalls einen ruhigen Parallelfachwerkträger mit Strebenfachwerk. Die vorgesehene Unterteilung jedoch wirkt weniger ruhig als das einfache Strebenfachwerk ohne Unterteilung, wie z. B. bei Entwurf Nr. 87 (Abb. 7).“

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 103. Kennzahl 909 090. Verfasser: Dipl.-Ing. K. E. Leibbrand, Stuttgart (Abb. 13).

„Stromüberbauten: Unter Einbeziehung der Speyerer Landöffnung durchlaufende vollwandige Balkenträger mit Vouten über den Stützen. Der Träger der Hauptöffnung ist an beiden Enden eingespannt, und zwar links durch den als Gegengewicht ausgebildeten Träger der Landöffnung, rechts durch Anordnung von zwei zug- und druckfesten Auflagern im Abstände von 8 m. Der Träger der Nebenöffnung ist nur links eingespannt, rechts liegt er frei auf und krägt 18 m weit in die erste Flutöffnung aus. Stützweiten 32 + 164 + 108 m. Der Träger besteht aus



Abb. 11. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 58. Kennzahl 242 168.



Abb. 12. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 64. Kennzahl 568 234.



Abb. 13. Ankauf mit 500 R.-M. Entwurf Nr. 103. Kennzahl 909 090.

vier übereinander liegenden und vernieteten IP 100 mit daraufgesetzten Gurtlamellen. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,3 m, der Bahnbrücke 5,8 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind versenkt. Entfernung der Querträger 8 m. Die Fahrbahn in der linken Landöffnung ist bei beiden Brücken aus Eisenbeton. Die Gehwege der Straßenbrücke liegen außerhalb der Hauptträger etwa 1 m unter Oberkante der Hauptträger. Bei der Bahnbrücke ist ein ebenso hoch und außerhalb der Hauptträger liegender Gehweg vorgesehen, der in dieser Lage seinen Zweck nicht erfüllt.

Flutüberbauten: Durchlaufende vollwandige Träger mit gegen das Landwiderlager hin bis auf 33 m abnehmenden Stützweiten.

In der ersten 72 m weiten Flutöffnung ruht ein 54 m weit gestützter Träger auf dem 18 m langen Kragarm des Überbaues der kleinen Stromöffnung. Die Hauptträger der Flutüberbauten bestehen aus drei übereinander liegenden und vernieteten IP 90 mit Gurtlamellen. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 8,1 m, der Bahnbrücke 3,6 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind halb versenkt. Abstand der Querträger 6 m. Baustoff St 48.

Von dem eingangs erwähnten Gesichtspunkt aus betrachtet, daß die Unterordnung der Brücke in dem vom Dom beherrschten Gesamtbilde von ausschlaggebender Bedeutung sein müsse, würde dieser Entwurf als die beste Lösung zu betrachten sein. Das Preisgericht ist aber der Ansicht, daß er in der vorgeschlagenen Form technisch nicht ausführbar ist und ungelöste Probleme enthält, die auch durch weitere Maßnahmen nicht zu lösen sind. Die Trägerhöhe müßte mit Rücksicht auf die durch den Eisenbahnbetrieb geforderten geringen Durchbiegungen erheblich größer sein. Die am Stropfeiler vorgesehene feste Einspannung ist technisch nicht einwandfrei. Auch das Zusammensetzen der hohen Blechwand aus übereinandergesetzten I-Trägern ist namentlich mit Rücksicht auf die Vergrößerung der Trägerhöhe über den Pfeilern zu beanstanden. Der Übergang über dem Pfeiler zwischen Strom- und Flutüberbauten ist ästhetisch nicht befriedigend, ebensowenig wie die Ausbildung der Träger über der Speyerer Landöffnung. Der Träger würde auch in jedem Falle so viel Eisenmassen erfordern, daß er unwirtschaftlich ist. Bei einer zur Wirtschaftlichkeit führenden Vergrößerung der Trägerhöhe würden die geschilderten Vorzüge des Überbaues erheblich herabgemindert.“

Ankauf mit 500 R.-M.: Entwurf Nr. 118. Kennzahl 270 000. Verfasser: Oberbaurat Alexander Brauer, Berlin-Wilmersdorf, Reg. Baurat Dr.-Ing. Friedrich Herbst, Berlin, und Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde.

„Stromüberbauten: Durchlaufende Parallelfachwerkträger von 163 + 108 m Stützweite mit abgeschrägten Enden. Ausfachung Strebenfachwerk mit Hilfspfosten. Systemhöhe 16 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 9,2 m, der Bahnbrücke 7,5 m. Feldweite in der Hauptöffnung 11,75 m, in der Nebenöffnung 10,8 m. Bei der Straßenbrücke ist in der großen Öffnung Holzpflaster, in der kleinen Steinpflaster vorgesehen. Bei der Bahnbrücke ist in der großen Öffnung offene Fahr-



Abb. 14 Entwurf Nr. 12. Kennzahl 765 892.



Abb. 15. Entwurf Nr. 66. Kennzahl 564 851.



Abb. 16. Entwurf Nr. 36. Kennzahl 494 949.

bahn, in der kleinen geschlossene Fahrbahn vorgesehen. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Neun Überbauten aus einwandigen Blechträgern von je 30 m Stützweite. Trägerhöhe 3 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 7 m, der Bahnbrücke 2 m. Die Bahnbrücke zeigt Schwellen auf den Hauptträgern. Die Straßenfahrbahnkonstruktion ist halb versenkt. Entfernung der Querträger 2 m.

Der Entwurf steht in der äußeren Erscheinung der Abb. 7 so nahe, daß er hier nicht wiedergegeben werden soll. Er besitzt im allgemeinen die Vorzüge dieses Entwurfs, steht ihm aber hinsichtlich der Felderteilung nach.

Neben diesen zehn preisgekrönten und angekauften Entwürfen kamen noch folgende sechs Entwürfe in die engste Wahl:

Entwurf Nr. 12. Kennzahl 765 892. Verfasser: Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, mit Prof. Dr. German Bestelmeyer, München (Abb. 14).

„Über die ganze Brückenlänge durchlaufende Blechträger, die über der großen Stromöffnung als vollwandige Bogenträger mit Zugband ausgebildet sind. Stützweite des Bogenträgers in der großen Stromöffnung 163 m, des Überbaues in der kleinen Stromöffnung 107 m. Daran schließen sich sechs Flutöffnungen mit Überbauten von  $1 \times 62 + 5 \times 42$  m Stützweite an. Abstand der Hauptträger der Strom- und Flutüberbauten bei der Straßenbrücke 10 m, bei der Bahnbrücke 8 m. In der Speyerer Landöffnung Blechträger von 42 m Stützweite. Die Hauptträger der beiden Stromöffnungen und der ersten Flutöffnung sind doppelwandig, die übrigen einwandig. Pfeilhöhe des Bogens 20 m. Stegblechhöhe im Scheitel 3 m, an den Kämpfern 7 m. Das Zugband liegt 5 m über den Lagern und ist mit den Querträgern vernietet. Abstand der Hängestangen und Querträger des Bogenträgers 11,5 m. Abstand der Querträger der übrigen Überbauten 6,2 bzw. 5,25 m. Zwischen den Bogen sind in den Ebenen der Hängestangen Querriegel angeordnet, die mit den Hängestangen und Querträgern geschlossene Rahmen bilden. In den Ebenen der ersten Hängestangen sind Halbrahmen vorgesehen. Stegblechhöhe in der Mitte der kleinen Stromöffnung bei der Bahnbrücke 4 m, bei der Straßenbrücke 3,6 m. An den Auflagern beträgt die Trägerhöhe 7 m. Mit Rücksicht auf die Durchbiegung des Überbaues in der kleinen Stromöffnung sind die Überbauten der drei Öffnungen von  $163 + 107 + 62$  m Weite durchlaufend. Stegblechhöhe der Flutüberbauten bei der Bahnbrücke 4 m, bei der Straßenbrücke 3,6 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind versenkt. Die Straßenoberkante ist durch Anrampungen in den ersten Seitenöffnungen um 70 cm gehoben, um freien Ausblick zu gewinnen. Baustoff mit Rücksicht auf die Durchbiegungen St 37.“

Der Entwurf schied aus der Preisverteilung und Ankaufempfehlung aus, weil nach der schon eingangs mitgeteilten Ansicht der Mehrheit des Preisgerichts die verschiedene Überbrückungsart der beiden Stromöffnungen

durch den verhältnismäßig geringen Unterschied in den Stützweiten nicht genügend gerechtfertigt erschien. Der Blechträger in der kleinen Öffnung bietet konstruktive Schwierigkeiten. Wählt man ihn mit Rücksicht auf freien Ausblick niedrig, so wird die Durchbiegung zu groß. Gibt man ihm die den zulässigen Durchbiegungen entsprechende Höhe, so wird der Ausblick genommen. Der vielfach gemachte Vorschlag, die Fahrbahnen zu heben, widerspricht den Bedingungen. Bei der Bahnbrücke kann er überhaupt nicht in Frage kommen.

Der vorstehende Vorschlag, die große Stromöffnung mit einem Bogen und die kleine mit einem Blechbalkenträger zu überspannen, wurde von einer ganzen Anzahl von Bewerbern gemacht. Dabei wurde neben der Lösung in Abb. 14, bei der der Blechträger in der großen Öffnung hochgezogen und als steifer Bogen mit Zugband ausgebildet wird, vielfach noch die weitere Lösung vorgeschlagen, den Blechträger in der großen Öffnung waagrecht durchzuführen und durch einen Stabbogen zu versteifen. Von den letztgenannten Entwürfen kamen zwei in die engste Wahl: der Entwurf Nr. 41, Kennzahl 222 222, Verfasser: Wilhelm Faust, Oberingenieur in Firma Christoph & Umack, Niesky, mit A. W. Müller, Architekt B. D. A., Frankfurt (Main), und der Entwurf Nr. 66, Kennzahl 564 851, Verfasser: Dr.-Ing. Tils, Reichsbahnoberrat, Köln.

Bei dem Entwurf von Faust läuft ein 3,6 m hoher Blechträger über die ganze Brückenlänge durch. Die Überbauten in den beiden Stromöffnungen und in der ersten 54 m weiten Flutöffnung sind kontinuierlich; die Hauptträger sind hier doppelwandig, in den übrigen Flutöffnungen einwandig. Der Stabbogen in der Hauptöffnung hat eine Pfeilhöhe von 18,4 m. Die Entfernung der Hauptträger beträgt in den drei großen Öffnungen bei der Straßenbrücke 9 m, bei der Bahnbrücke 8 m, in den übrigen Flutöffnungen 9 bzw. 5,5 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind auf der ganzen Brücke versenkt, wobei die Lage der Gehwege bei der Straßenbrücke keinen freien Ausblick gestattet.

Der Entwurf von Tils (Abb. 15) sieht für die Stromüberbauten unter Einbeziehung der Speyerer Landöffnung und eines Teils der Flutöffnungen durchlaufende doppelwandige Blechträger mit zwei Gelenken in der Nebenöffnung vor. Stützweiten  $18 + 167 + 106 + 50$  m. In der 18 m weiten Öffnung sind die Träger einwandig. Über der Hauptöffnung ist der Blechträger durch einen Stabbogen versteift. Höhe der Blechträger 3,85 m, an den Stützen rd. 7 m. Der 52 m weit gespannte eingehängte Träger der Nebenöffnung stützt sich auf zwei Kragarme von 34 bzw. 20 m Länge. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,6 m, der Bahnbrücke 8 m. Pfeilhöhe des Stabbogens 25 m. Abstand der Hängestangen 16 m, der Querträger 8 m. Bei der Bahnbrücke sind am Übergang zur Flutbrücke Gegengewichte vorgesehen. Fahrbahnwindverband und Verband in der Fläche der Stabbogen. Um bei der Straßenbrücke freien Ausblick zu gewinnen, wird vorgeschlagen, die Straßenoberkante um 80 cm zu heben.

Die Flutüberbauten sind über sieben Öffnungen durchlaufende einwandige Blechträger von 31,2 m Stützweite. Trägerhöhe 2,5 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 7,8 m, der Bahnbrücke 3,7 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind versenkt. Die Bahnbrücke hat durchgeführtes Schotterbett. Entfernung der Querträger bei der Straßenbrücke rd. 6 m, bei der Bahnbrücke rd. 3 m.

Bei dem Entwurf Nr. 36 (Abb. 16), Kennzahl 494 949 sind die Blechträger in beiden Stromöffnungen durch Stabbogen versteift. Verfasser sind die Träger des ersten Preises Baurat Dr.-Ing. Voß, Kiel, und Landesbaurat Klatt, Kiel.

„Ein 2,7 m hoher Blechträger läuft auf die ganze Brückenlänge durch. Stützweite der beiden Stromüberbauten 160,5 bzw. 106,4 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,4 m, der Bahnbrücke 8 m. Pfeilhöhe der Stabbogen 14,2 m. Die Blechträger in den Stromöffnungen sind doppelwandig. Entfernung der Hängestangen 10,5 bzw. 9,5 m, der Querträger 5,25 bzw. 4,75 m. Oberer und unterer Windverband.“

Die Flutüberbauten bestehen aus zwei Gruppen von je über vier Öffnungen durchlaufenden einwandigen Blechträgern von 2,7 m Höhe und 33,7 m Stützweite. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,4 m, der Bahnbrücke 4,46 m. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind versenkt.

Entfernung der Querträger rd. 5,6 m. Der Gehweg der Bahnbrücke liegt außerhalb der Hauptträger und erfüllt in dieser Lage nicht seinen Zweck. Die Gehwege der Straßenbrücke sind im 2. Ausbaustande 2,25 m breit, um die Geländer auf die ganze Brückenlänge in einer Ebene durchzuführen zu können.“

Entwurf Nr. 59, Kennzahl 64 219 836, Verfasser: Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart, und Architekt Regierungsbaumeister Alfred Daiber, Stuttgart, kommt dem Entwurf Nr. 58 (Abb. 11) nahe, steht ihm aber dadurch nach, daß auch in den Rautenspitzen Querträger angeschlossen sind.

Entwurf Nr. 82, Kennzahl 236 445. Verfasser: Eisenbau Essen G. m. b. H., Essen, Architekt Heydkamp und Bucerius, Regierungsbaumeister Kaminski, Essen (Abb. 17).

Stromüberbauten: Durchlaufende Parallelfachwerkträger mit abgeschragten Enden von 162 + 108 m Stützweite. Ausfachung Strebenfachwerk mit Unterteilung ohne Pfosten, Systemhöhe 14,8 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,3 m, der Bahnbrücke 8,2 m. Entfernung der Querträger 8,1 bzw. 9 m. Oberer und unterer Windverband.

Flutüberbauten: Durchlaufende einwandige Blechträger von 9 × 30 m Stützweite. Trägerhöhe 2,5 m. Die Straßenbrücke hat drei Hauptträger in je 3,5 m Abstand, die Bahnbrücke zwei Hauptträger mit 3 m Abstand. Beide Fahrbahnkonstruktionen sind halb versenkt. Entfernung der Querträger rd. 3,8 m.

Der Entwurf sieht einen ruhigen Parallelträger mit Unterteilung vor, bei dem sich aber die Querträger nicht so einwandfrei anschließen lassen wie bei Entwurf Nr. 64 (Abb. 12).“

Im Anschluß an die Beschreibung der in die engste Wahl gekommenen Entwürfe seien noch einige bemerkenswerte Entwürfe vorgeführt.

Entwurf Nr. 7. Kennzahl 119 911. Verfasser: Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmunder Union-Brückenbau, Dortmund, mit Architekt L. Wehner, Düsseldorf (Abb. 18).

Stromüberbauten: Unter Einbeziehung eines Teiles der Flutöffnungen durchlaufender Rahmenträger ohne Gelenke von 2 × 161 m Stützweite. Der Obergurt fällt vom Mittelpfeiler nach beiden Ufern geradlinig ab. Ausfachung mit Pfosten ohne Streben. Systemhöhe über dem Mittelpfeiler 18 m. Enden vollwandig. Entfernung der Pfosten und Querträger rd. 6 m. Pfosten haben geschlossenen Kastenquerschnitt. Unterer Windverband. Kein oberer Verband. Querträger und Pfosten bilden Halbrahmen, nur über dem Mittelpfeiler ein kräftiges Portal. Höhe der Untergurte 2,6 m gleich der Höhe der einwandigen Blechträger über den Flutöffnungen. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 10,3 m, der Bahnbrücke 7,5 m.

Entwurf Nr. 65. Kennzahl 951 413. Verfasser: Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Hertwig, Berlin, Prof. Dr.-Ing. Pohl, Berlin, und Regierungsbaumeister Schmieden, Berlin-Lichterfelde (Abb. 19).

Stromüberbauten: Durchlaufender vollwandiger Rahmenträger auf drei Stützen mit zwei Zugbändern. Stützweite 162,4 + 108 m. Die doppelwandigen Rahmen haben annähernd Trapezform. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,9 m, der Bahnbrücke 8,1 m. Höhe der Systemlinie der Rahmenriegel über Zugband in der Hauptöffnung 14,5 m, in der Nebenöffnung 8,5 m. Stegblechhöhe der Riegel 4,6 bzw. 3,5 m. Das Zugband liegt rd. 6 m über den Auflagern. Abstand der Hängestangen und Querträger 5,87 m. Querträger mit Zugband vernietet. Oberer und unterer Windverband. Untergurte der Rahmenriegel durch Halbrahmen gehalten.

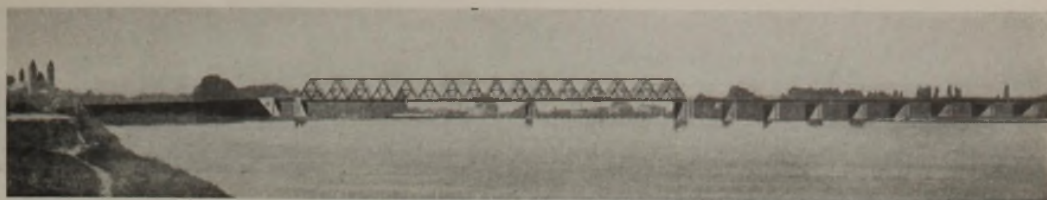


Abb. 17. Entwurf Nr. 82. Kennzahl 236 445.



Abb. 18. Entwurf Nr. 7. Kennzahl 119 911.

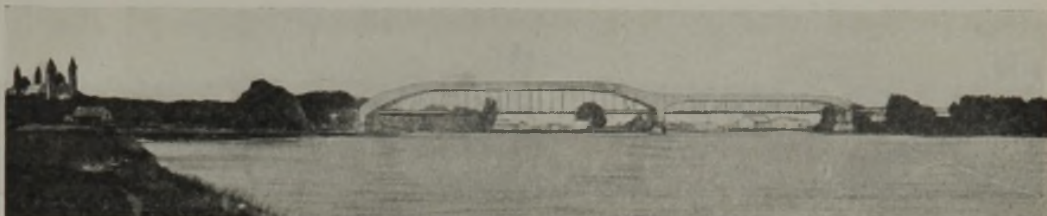


Abb. 19. Entwurf Nr. 65. Kennzahl 951 413.



Abb. 20. Entwurf Nr. 68. Kennzahl 321 457.

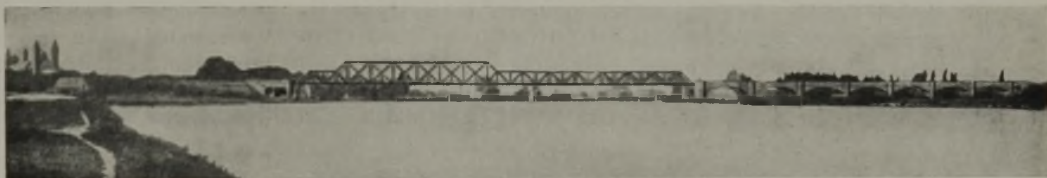


Abb. 21. Entwurf Nr. 92. Kennzahl 149 206.



Abb. 22. Entwurf Nr. 108. Kennzahl 145 000 S<sub>2</sub>.

Entwurf Nr. 68. Kennzahl 321 457. Verfasser: J. Gollnow & Sohn, Stettin, und Prof. Hans Poelzig, Berlin (Abb. 20).

Stromüberbauten: Zwei Fachwerkträger mit gestuften Obergurten. Stützweiten 184,27 m (mit Einbeziehung der Speyerer Landöffnung) und 107,5 m. Ausfachung Rautenfachwerk mit kurzen Hilfspfosten und einem Pfosten in jedem ersten Rautenfeld. Der Träger der Hauptöffnung ist zweimal gestuft. Systemhöhen 24—16—8 m. Der Träger der Nebenöffnung ist einmal gestuft. Systemhöhen 16—8 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,7 m, der Bahnbrücke 8 m. Entfernung der Querträger rd. 7,7 m. Oberer und unterer Windverband.

Entwurf Nr. 92. Kennzahl 149 206. Verfasser: Reichsbahnoberrat Blunck, Altona, Reichsbahnrat Schwamborn, Altona (Abb. 21).

Stromüberbauten: Durchlaufender, in der Hauptöffnung gestufter Parallelfachwerkträger mit schrägen Endabschlüssen. Stützweiten 165 + 109 m. Ausfachung im mittleren Teil der Hauptöffnung gekreuzte Streben mit Pfosten und kurzen Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben. In den seitlichen Teilen der Hauptöffnung sowie in der Nebenöffnung abwechselnd fallende und steigende Streben mit Hilfspfosten. Trägerhöhe 17 bzw. 10 m. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke 9,2 m, der Bahnbrücke 8 m. Entfernung der Querträger 9,1 m. Oberer und unterer Windverband.



Abb. 23. Entwurf Nr. 79. Kennzahl 280 179.



Abb. 24. Entwurf Nr. 29. Kennzahl 2 796 681 N.



Abb. 25. Entwurf Nr. 78. Kennzahl 9 821 441.

Entwurf Nr. 108. Kennzahl 145 000 S<sub>2</sub>. Verfasser ist der Träger des 4. Preises Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz (Abb. 22).

Stromüberbauten: Durchlaufender, in den Öffnungen symmetrisch zu den Ufern gestufter Parallelfachwerkträger von 162 + 106,28 m Stützweite. Systemhöhen 16 bzw. 8 m. Ausfachung im mittleren Teil des Trägers Rautenfachwerk mit Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben, an beiden Enden des Trägers Strebenfachwerk mit fallenden und steigenden Streben mit Hilfspfosten. Stufungen und Endabschlüsse schräg. Abstand der Hauptträger der Straßenbrücke rd. 9 m, der Bahnbrücke 8,5 m. Feldweite 8 m.

Entwurf Nr. 79. Kennzahl 280 179. Verfasser: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart, B. Büttner, Ingenieur, Stuttgart, Architekten Fritz Hornberger und Otto Reichert, Korntal-Ludwigsburg (Abb. 23).

Stromüberbauten: Durchlaufender Parallelfachwerkträger von 163 + 107 m Stützweite. In der Hauptöffnung ist der Träger durch einen

Stabbogen versteift. Ausfachung Rautenfachwerk mit Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben. Systemhöhe rd. 8 m. Der Untergurt ist an den Pfeilern der Hauptöffnung rd. 4 m herabgezogen. Der Stabbogen ist über den Auflagern steif angeschlossen. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,4 m, der Bahnbrücke 8 m. Feldweiten 7,1 bzw. 6,9 m. Querträger nur an den Hilfspfosten. Pfeilhöhe des Stab Bogens 17 m über Obergurt des Versteifungsträgers. Höhe des Bogens 2 m, drei bzw. zwei Windverbände.

Abb. 24 u. 25 stellen Vorschläge für Hängebrücken dar. Der erste Vorschlag wurde von der Brückenbauanstalt C. H. Jucho, Dortmund, mit Prof. Hans Freese, Karlsruhe, als Nebenvorschlag gemacht. Blechträger, die in den Stromöffnungen doppelwandigen, in den Flutöffnungen einwandigen Querschnitt haben, laufen über die ganze Brückenlänge durch. In den beiden je 162 m großen Stromöffnungen dienen die Blechträger als Versteifungsträger einer Hängebrücke. Das Hängewerk aus Kabeln oder Ketten ist symmetrisch zu den rd. 46 m hohen Pylonen und gibt seinen Zug an die Versteifungsträger ab. Abstand der Hauptträger beider Brücken in den Stromöffnungen 10, in den Flutöffnungen 9 m; Trägerhöhe bei der Straßenbrücke 4,5 m, bei der Bahnbrücke 5,5 m. Beide Fahrbahnen sind mit Rücksicht auf freien Ausblick um 1 m gehoben. Im Hauptvorschlag wurde die im Wettbewerbsprogramm vorgesehene Stellung des rechten Uferpfeilers beibehalten; das Hängewerk wurde jedoch symmetrisch zu den Pylonen über dem Strompfeiler angeordnet.

Die Stromüberbauten des in Abb. 25 gezeigten Entwurfs stellen ebenfalls eine zum Strompfeiler symmetrische Hängebrücke dar. Verfasser sind Architekt Alexander Krewe, Berlin, und Dipl.-Ing. Walter Birnbaum, Berlin. Lichtweite der Stromöffnungen 2 × 157 m. Der wagerechte Zug der zweiwandigen Flachbandkette wird von den 5 m hohen doppelwandigen Versteifungsträgern aufgenommen. Höhe der Pylone 26 m. Entfernung der Hauptträger der Straßenbrücke 9,6 m, der Bahnbrücke 8,6 m. Die Höhe der Versteifungsträger gestattet bei beiden Brücken von den Fahrbahnen aus keinen freien Ausblick auf den Strom.

## Vermischtes.

**Technische Hochschule Danzig.** Anlässlich des 25jährigen Jubiläums der Technischen Hochschule wurde die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber u. a. verliehen: dem Oberbaudirektor Gustav Heinrich Leo aus Hamburg in Anerkennung hervorragender Verdienste um die Leitung und Ausgestaltung des Bauwesens, um die wissenschaftliche und organisatorische Betätigung auf sämtlichen Gebieten des Bauingenieurwesens im Bereich der Hansestadt Hamburg; dem Stadtbaurat a. D., Vorstand der Stettiner Hafengemeinschaft Gustav Fabricius aus Dubnitz (Rügen) in Anerkennung hervorragender Verdienste um die Förderung der technischen Wissenschaften durch die zielbewusste Entwicklung der Stettiner Hafenanlagen im Hinblick auf das Zusammenarbeiten von Hafen und Eisenbahn und die Vervollkommnung des Umschlags- und Lagerungswesens.

**Technische Hochschule Stuttgart.** Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem Professor an der Technischen Hochschule Danzig Gerhard Schulze-Pillot für seine ausgezeichneten Verdienste um die Förderung der Ingenieurwissenschaften, insbesondere der Maschinenelemente und der Kraftanlagen.

**Technische Hochschule Berlin.** Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem hervorragenden Lehrer der Schiffbauabteilung der Technischen Hochschule Danzig, Professor O. Lienau, in Anerkennung seiner großen Verdienste um die wissenschaftliche und experimentelle Erforschung der Schiffsfestigkeit.

**Der 12. Deutsche Baupolizeitag** (Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands) wird vom 1. bis 3. September d. J. in Mainz stattfinden. Sonntag, den 1. September, von 20,30 Uhr ab Begrüßungsabend in der Stadthalle; hierbei Vortrag von Direktor Prof. Dr. Neeb, Mainz, zur Einführung in die baukünstlerische Entwicklung von Mainz. Montag, den 2. September, um 8,30 Uhr Mitgliederversammlung im Bankettsaal der Mainzer Liedertafel, Große Bleiche 56; für die darauf (9 Uhr) folgende öffentliche Versammlung (am gleichen Ort) sind an Vorträgen vorgesehen: Vorentwurf für ein Reichsbaugesetz, Stadtbaudirektor Platz, Mannheim. — Über den Stand des preußischen Städtebaugesetzes, Magistratsoberbaurat

Schwartz, Königsberg. — Vereinfachung und Beschleunigung des Baugenehmigungsverfahrens, Magistratsoberbaurat Schütz, Berlin. — Straßenbaukosten und Grundstücksbebauung, Stadtrat Dr.-Ing. Küster, Görlitz. — Baupolizeiliche Erleichterungen im Wohnungsbau, Oberbaurat Hespeler, Lübeck. — Gäste aus der Fachwelt willkommen. Dienstag, den 3. September: Besichtigungen. Anmeldung zur Tagung bei der Geschäftsstelle Hamburg, Große Bleichen 23 bis 27, Kaisergalerie.

**Auszeichnung.** Dem auf dem Gebiete des Gasbehälterbaues rühmlich bekannten Direktor Dr.-Ing. ehr. Konrad Jagschitz, Gustavsburg, hat das Franklin-Institut in Philadelphia die Edward-Longstreth-Medaille verliehen. Jagschitz ist seit beinahe 30 Jahren bei der M. A. N., Werk Gustavsburg, tätig; ihm verdankt man die Anregung zum Gerberbalken mit wechselnden Gelenken, Viergelenkbogen u. a. Bei den großen Teleskop-Gasbehältern kam er, um die übermäßigen Beckenwandstärken zu vermeiden, auf das Wölbböden, vor allem hat er zuerst eine praktisch brauchbare Konstruktion des wasserlosen Scheibengasbehälters angegeben, der in wenigen Jahren eine große Verbreitung in aller Welt gefunden hat und zu bisher ungeahnten Raumgrößen führte<sup>1)</sup>. Jagschitz war in der letzten Zeit mehrfach in Nord-Amerika, um mit den dortigen Fachkreisen bezüglich der wasserlosen Gasbehälter Fühlung zu nehmen. Im Zusammenhang damit steht die Verleihung der Edward-Longstreth-Medaille. Ka.

**Betonstraßen-Tagung in München.** Unter starker Beteiligung, von Geheimrat Prof. Dr. Brix geleitet, fand am 15. Juli in München eine Tagung des Ausschusses „Betonstraßen“ der „Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau“ (Stufa) statt. Nach Begrüßungsworten von Vertretern der Behörde, der Industrie- und Handelskammer München sowie ausländischer Organisationen sprach zunächst Ministerialrat Vilbig, München, über „Betonstraßen in Bayern“.

Ende 1929 sind in Bayern auf zusammen rd. 32,4 km Staatsstraßen rd. 215 000 m<sup>2</sup> Betondecken vorhanden. Im Betonstraßenbau steht Bayern

<sup>1)</sup> Vgl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 42, S. 603; 1926, Heft 41, S. 615 sowie Heft 50, S. 739.

daher unter den deutschen Ländern und preußischen Provinzen mit an erster Stelle. Die Decken wurden hauptsächlich auf Ausfallstraßen bei München auf alte Makadamfahrbahnen verlegt. Versuche, Betondecken auf Strecken mit feuchter Lage und feuchtem lehmigen Untergrund, dann in Neubaustrecken als Ersatz für Grundbau und gleichzeitig als neuzeitliche Verschleißdecken zu verwenden, sind recht gut gelungen. Die Unterhaltung der Betondecken gestaltet sich verhältnismäßig einfach. Die bisherigen Erfahrungen über Konstruktion und Ausführung der Decken, Beschaffenheit der Baustoffe, Mischungsverhältnis, Fugenausbildung usw., werden auf der 5 km langen Betonstraße verwertet, die zurzeit zwischen Nürnberg und Feucht im Zuge der Staatsstraße Nürnberg-Regensburg in Ausführung begriffen ist.

Die Bedenken, die ursprünglich gegen Betonstraßen namentlich wegen des noch immer verhältnismäßig starken Fuhrwerkverkehrs infolge der Eisenbereifung der Wagen und des Hufbeschlags der Pferde bestanden, haben sich als unbegründet erwiesen. Betondecken, die als schwere Decken anzusprechen und zu verwenden sind, sind als solche gut geeignet und wirtschaftlich; namentlich vom Kraftfahrverkehr werden sie wegen der ebenen Oberfläche und guten Griffigkeit sehr geschätzt. —

Als Zweiter sprach der Verkehrsreferent des Bayerischen Automobilclubs, Ludwig Graf Almeida, und zwar über „Anforderungen des Straßenbenutzers an das deutsche Straßennetz“. Von dem Vortrage interessiert hier hauptsächlich der technische Teil.

Hinsichtlich der technischen Forderungen, die der Kraftfahrzeugbesitzer an das deutsche Straßennetz stellen kann, wird es sich weniger darum handeln, welcher Art des Straßenbaues der Kraftfahrer den Vorzug geben soll, als vielmehr um eine Reihe von Mindestforderungen, die für reibungs- und gefahrlose Abwicklung des Straßenverkehrs ausschlaggebend sind.

Hierzu gehört vor allem eine nach einheitlichen Gesichtspunkten durchzuführende Straßenunterhaltung. Es muß auf Bezirke und Gemeinden eingewirkt werden, daß sie die wieder instand gesetzten Straßen auch tatsächlich erhalten. Provinzial- bzw. Bezirksstraßen, die für den Durchgangsverkehr wichtig sind, müssen von den Ländern übernommen und ihrer Bedeutung entsprechend umgebaut werden.

Auch die Straßenbreite wird von der Bedeutung der in Frage kommenden Straße abhängig sein. Für die großen Durchgangstraßen, auf denen Durchschnittsgeschwindigkeiten von 60 km/h gewährleistet sein müssen, genügt eine Breite von 5,50 m nicht. Hier sind vielmehr 8 m Breite notwendig, und an den Ausfallstraßen der Großstädte in deren unmittelbarer Nähe ist die Breite bis auf 12 m zu erhöhen. Ein großer Teil unserer Landstraßen hätte heute schon eine weit größere Straßenbreite, wenn nicht die Straßenränder auf beiden Seiten mit Gras bewachsen wären.

Eine Gefahr für den Kraftfahrer bilden die bei Straßenerweiterungen entstehenden sogenannten Bankettauffüllungen. Diese müssen zum mindesten so befestigt werden, daß ein Abrutschen des Fahrzeuges vermieden wird. Zu erstreben ist hierbei eine einheitliche Durchführung der Straßendecke auf die ganze Straßenbreite.

Nicht minder gefährlich für Pferdefuhrwerk wie für Kraftfahrzeuge sind die überstarken Wölbungen der Straßenoberfläche. Um mit seinem Fahrzeug nicht abzurutschen, ist der Fahrer jedes Fahrzeuges gezwungen, die Straßenmitte einzuhalten und seine Geschwindigkeit stark herabzumindern, da ein Ausweichen sonst unmöglich ist. Ebenso gefährlich sind die nach außen hängenden Kurven. Auf entsprechende Überhöhung der Kurven müßte bei allen Straßenumbauten Rücksicht genommen werden. Der in Norddeutschland noch vielfach vorhandene Sommerweg hat heute keine Berechtigung mehr und sollte schon mit Rücksicht auf die dadurch zu erzielende Verbreiterungsmöglichkeit aufgegeben werden.

Die Verkehrssicherheit auf der Landstraße kann außer durch geeignete Baumaßnahmen (Kurvenerhöhungen, Verbreiterung des Straßenkörpers an gefährlichen Stellen, Ortsumleitungen, Schaffung einer besseren Straßenübersicht u. dgl.) auch durch sachgemäße Markierung mit den internationalen Warnungstafeln gesteigert werden. Nicht auf die Zahl der aufgestellten Warnungstafeln kommt es an, sondern vielmehr darauf, daß sie am richtigen Platze stehen. Die Erfahrung hat gezeigt, daß ein Zuviel an Tafeln schadet, da diese dann den Fahrer verwirren.

Die brennende Frage der Sicherung der schienengleichen Bahnübergänge ist leider noch nicht in befriedigender Weise gelöst, wenn auch die neue Eisenbahn- und Betriebsordnung dieser Frage erhöhte Aufmerksamkeit zuwendet.

Wichtig ist ferner die Frage der Sperrung der Baustrecken. Wenn sich auch in manchen Fällen eine völlige Sperrung der Baustrecken nicht vermeiden lassen wird, so muß doch stets sowohl hinsichtlich der Auswahl der Umleitungstrecke als auch insbesondere hinsichtlich deren Markierung bei Tag und Nacht einwandfrei gesorgt werden. Erfreulicherweise sind im letzten Jahre die völligen Sperrungen von Baustrecken wesentlich vermindert worden.

Zu dem Ausbau der großen internationalen Durchgangstraßen, die aber keine reinen Autostraßen sein sollen, ist zu bemerken, daß zunächst je eine große Durchgangslinie in west-östlicher und nord-südlicher Richtung genügen dürfte. Bei ihrer Linienführung wäre auf folgende Punkte zu achten: Eine durchschnittliche Breite von 8 bis 10 m dürfte genügen. Besondere Aufmerksamkeit müßte der Übersichtlichkeit der Strecken zugewendet werden. Enge Ortstraversen und unübersichtliche Kurven müssen tunlichst vermieden werden. Schienengleiche Bahnübergänge sind durch Über- oder Unterführungen zu ersetzen. Die Markierung der Straßen durch entsprechende international vereinbarte Numerierung ist anzustreben. Die Straßenbauart müßte in einem Lande möglichst einheitlich sein. —

Einen weiteren Vortrag hielt Dipl.-Ing. Filser über „Erfahrungen mit dem deutschen Straßennetz und die Erfordernisse bau-

technischer Art vom Standpunkte des Kraftfahrers“. Die „Stufe“ hat bereits vor zwei Jahren unter Zuziehung aller Interessierten einen Vorschlag zum Kraftwagenstraßennetz Deutschlands ausgearbeitet, in dem die wichtigsten Verkehrsstraßen festgelegt sind, und der die Unterlage für eine einheitliche Regelung in Deutschland bilden soll. Es wäre zu wünschen, daß dieses Straßennetz möglichst bald durch die Länderregierungen anerkannt wird.

Mit der Festlegung einer deutschen Hauptstraßenkarte durch Reich und Länder könnte auch an die dringend notwendige Nummerbezeichnung der einzelnen Straßenzüge gegangen werden, ähnlich wie die französischen Routes-Nationales. Die nächste Folge müßte die jährliche zentrale Festlegung eines Bauprogramms sein.

Die Bauart für die einzelnen Straßen-Großabschnitte müssen je nach den örtlichen Verhältnissen festgelegt werden. Die heutigen Verkehrsstraßen sind ein wechselvolles Gebilde aller möglichen Ausführungsarten. Große Erschwernisse für den Kraftfahrer bieten bei den einzelnen Bauarten schon die verschiedenen Reibungszahlen, deren Wechsel besonders bei nassem Wetter unangenehm, sehr häufig auch gefahrvoll sein kann. Auch der Abnutzungsgrad dieser Bauarten ist verschieden.

Ein wunder Punkt unserer Straßenerneuerung sind die Umleitungen. Aber sie lassen sich insbesondere bei Erneuerung der Packlage doch nicht ganz vermeiden und stellen eine recht unangenehme Belastung des Kraftfahrers dar.

Umleitungen sollten nur über einigermaßen ausgebaute Nebenwege geführt werden dürfen, diese müßten vor Eröffnung der Umleitung gegebenenfalls instand gesetzt werden. Auch die Dauer der Straßensperrungen und der damit verbundenen Umleitungen läßt sehr zu wünschen übrig. Unter allen Umständen dürfen vollständige Sperrungen sich nur auf wenige Tage oder Wochen beschränken.

Für die Wahl der Ausführung der Straßen sind vor allem wohl wirtschaftliche Gründe maßgebend. Mein Urteil über die Betonstraße geht dahin, daß sie für den Kraftfahrer als Ideal zu bezeichnen ist. Nicht nur daß bei ordnungsgemäßer Herstellung ein geringer Kraftaufwand und damit Ersparnis an Betriebsstoff und Reifen möglich ist, haben sie einen weiteren Vorteil dadurch, daß sie für die Bedürfnisse des Kraftverkehrs griffig genug sind, um ein sicheres Fahren zu gewährleisten. Der Hauptvorteil der Betonstraße jedoch besteht für mich darin, daß sie auch bei Nacht „hell“ ist, d. h. daß sie das Scheinwerferlicht stark reflektiert. Dieser Vorteil ist besonders groß, denn es heben sich infolge der Helligkeit der Straße alle anderen Straßenbenutzer, wie Fußgänger, Radfahrer usw., als deutlich erkennbare Silhouetten ab und geben dadurch dem Fahrer das Gefühl der Sicherheit. Bei dunklen Straßen hat der Fahrer immer das unangenehme Gefühl, daß ihm aus dem Dunkel der Straße kurz vor dem Wagen eine Gestalt auftauchen kann. Diese Unannehmlichkeit kann bei Regenwetter einen hohen Grad annehmen.

Die Rissebildung bei Betonstraßen wird hoffentlich, dank den fortschreitenden Erfahrungen, verhindert werden können. Solange die Risse nicht aufstehen, also einen scharfen Rand bilden, sind sie als solche für den Kraftfahrer belanglos. Der Stoßausbildung muß natürlich besonderes Augenmerk zugewandt werden. Nicht nur daß bei unebenen Stößen eine frühzeitige Abnutzung der Straße eintritt und das ruhige Rollen des Fahrzeuges auf der Betonstraße unangenehm durch kurze Erschütterungen unterbrochen wird, auch noch eine andere Gefahr können die unausgeglichenen Fugen mit sich bringen. Dadurch, daß sie in stets gleichen Abständen auftreten, können sie bei schnellfahrenden und weichgefederten Kraftwagen zu unangenehmen Federschwingungen führen. Sobald die Schwingungsdauer der Feder ebenso groß ist wie die Fahrzeit von Stoßfuge zu Stoßfuge, addieren sich die Schwingungsmomente, und in kürzester Zeit wird das Fahrzeug zu „schwimmen“ beginnen, d. h. nicht mehr in der Gewalt des Lenkers sein. Begegnen könnte man diesem Nachteil, indem man die Stoßfugen nicht senkrecht, sondern etwas geneigt zur Straßenachse verlaufen läßt. Dadurch bekommen die Vorder- und Hinterräderpaare zeitlich verschiedene Impulse, so daß keine gleichmäßigen Schwingungen mit ihren Folgen möglich sind.

Betonstraßen sollten nur von durchaus leistungsfähigen Firmen ausgeführt werden, da sonst einerseits die Güte der Straße leiden kann, andererseits die längere Dauer der Ausführung eine recht unangenehme Belastung für den Kraftfahrer bedeutet.

Trotz des Mangels an Geldmitteln muß immer wieder die Forderung gestellt werden, daß die Anlage eines brauchbaren Straßennetzes möglichst schnell durchgeführt wird. Es sei an die Worte eines bekannten Straßenbau-Fachmannes erinnert, der vor einigen Jahren sagte: „Wir sind zu arm, um uns den Luxus schlechter Straßen zu leisten“. —

Zuletzt behandelte Geheimrat Prof. R. Otzen von der Technischen Hochschule Hannover das Thema: „Der heutige Stand des Betonstraßenbaues in Deutschland“. Erst seit 1925 besteht eine systematische Bestrebung für die Einführung der Betonstraßenbauweise. Die zahlenmäßigen Erfolge, gemessen an der Zahl der ausgeführten Quadratmeter, sind unter Berücksichtigung des anfangs starken Widerstandes seitens der Bauherren verhältnismäßig erfreulich. Von 1925 bis 1928 sind folgende Betonstraßen-Bauaufträge ausgeführt worden:

1925:	16	Baufträge rd.	40 000 m <sup>2</sup>
1926:	57	„	240 000 „
1927:	111	„	490 000 „
1928:	136	„	530 000 „

Bis Ende 1928 sind demnach im ganzen 1,3 Mill. m<sup>2</sup> Betonstraßen in Deutschland entstanden. Da diese Deckenfläche aber aus 320 Bauaufträgen stammt, so bedeuten diese Zahlen doch, daß der Durchschnitt der Aufträge nur 4000 m<sup>2</sup> betrug, oder daß bei Annahme von 5 m Straßenbreite die durchschnittliche Neubaustrecke nur 800 m lang ist. Diese Tat-

sache zeigt, daß es sich im wesentlichen doch immer noch um Versuchstrecken handelt.

Ein Vergleich mit der Entwicklung, die andere Straßenbauweisen genommen haben, ergibt etwa folgendes Bild, wobei die Pflasterstraßen außer Ansatz gelassen sind, da diese Ausführungen sich in der Berichtsperiode wenig oder gar nicht verändert haben: Auf dem Gebiete der Teer- und Asphaltstraßendecken, das für das Vergleichsbild geeigneter ist, sind im Jahre 1928 schätzungsweise ausgeführt:

3,2 Mill. m <sup>2</sup> schwere Decken,
4,6 " " mittlere "
50,0 " " Oberflächenbehandlung.

Die im gleichen Jahre erstellten 0,5 Mill. m<sup>2</sup> Betondecken bleiben dagegen erheblich zurück, auch wenn man nur die schweren und einen kleinen Teil der mittleren Decken in Betracht zieht.

Im Anschluß daran wurde eine Kritik über Fehlschläge in der Betonbauweise gegeben. Dabei wurde mit Nachdruck darauf hingewiesen, daß fehlerhafte Ausführungen, namentlich von der gegnerisch eingestellten Fachwelt, sehr scharf kritisiert werden. Insbesondere wurde der hohen Beanspruchungen gedacht, die das außergewöhnliche Frostwetter im Frühjahr 1929 an die Straßendecken stellte. Nach den genauen Berichten, die die Bauberatungsteilungen des Deutschen Zementbundes gesammelt haben, hat die Betonstraße diese ungewöhnliche Frostprobe sehr gut überstanden und braucht sie den Vergleich mit anderen Straßenbauweisen nicht zu scheuen.

Die ursprünglich gegen die Einführung der Betonstraße erhobenen Einwände haben sich durch die praktische Beobachtung zum Teil schon als haltlos herausgestellt. Im wesentlichen sind nur zwei Fragen übriggeblieben: die Rissebildung und die technische Konstruktion der Fugenränder. Die Schwierigkeit der Lösung dieser Fragen wird auch von den Anhängern der Betonbauweise anerkannt, sie bildet den Gegenstand eifriger wissenschaftlichen Studiums und umfangreicher Prüfung durch praktische Versuche. Hinsichtlich der Rissebildung wurde der Auffassung Ausdruck gegeben, daß der Einfluß dieser Erscheinung auf den Betrieb bedeutungslos sei. Eine unvermeidliche Folge sei nur eine geringe tragbare Vermehrung der Unterhaltungskosten.

Hinsichtlich der Fugenkonstruktion wurde gesagt, daß die Ergebnisse der neuesten Versuche mit Sicherheit eine befriedigende Lösung in kurzer Zeit erwarten lassen.

Bei dem heutigen Stande der Technik im Betonstraßenbau gegenüber der Zeit des Beginnes ist folgendes als „neu“ anzusprechen: Bei den verwendeten Rohstoffen handelt es sich in erster Linie um die Verbesserung der Zemente, die durch gewisse Zuschläge erreicht werden soll. Bei den Steinkorngemengen hat sich gezeigt, daß nur stofflich hochwertige Gesteinsorten, die ein gut würfeliges und reines Brechgut liefern und eine hohlraumarme Körnungstaffelung die notwendigen Forderungen sind. Über das Einbringen des Betons und seine Verdichtung wurden ausführliche Mitteilungen gemacht, da die Methode der Verarbeitung der wichtigste Faktor für den Erfolg ist. Dabei wurde auf die neuesten Stampfmaschinen hingewiesen, die die Mängel der Verwendung von Preßluftstampfern und der über den Querschnitt hinweg reichenden starren Stampfbohle vermeiden. Es handelt sich hier um eine Reihe selbsttätig abwechselnd wirkender Fallbären. Diese Anordnung gewährleistet einmal die Ausübung völlig gleichmäßiger Stampfdrücke und ferner die Erfassung jedes Flächenteils der Decke.

**Verstärkung einer Gußeisenbrücke mit Eisenbeton.** Die Arbeiten zur Verstärkung älterer gußeiserner Bogenbrücken durch Einhüllen ihrer Glieder in Eisenbeton, die in Frankreich in den letzten Jahren an verschiedenen Stellen vorgenommen worden sind, haben Anlaß gegeben, in England eine Brücke auf die gleiche Art neuzeitlichen Lasten anzupassen. Es handelte sich dabei um die aus dem Jahre 1826 stammende, vermutlich von Telford erbaute Holt-Fleet-Brücke über den Severn, 10 km nördlich von Worcester. Das alte Tragwerk besteht aus fünf Bogenrippen von 45,75 m Weite (Abb. 1). Ihre Obergurte sind durch durchbrochene Platten verbunden. Auf den Rippen stehen gußeiserne Pfosten, zum Teil senkrecht, zum Teil geneigt, von kreuzförmigem Querschnitt, die die Fahrbahn tragen. Die geringe Seitensteifigkeit der Brücke gab bei der Zunahme der Lasten, die die neueren Verkehrsmittel mit sich brachten, Anlaß zu Bedenken, namentlich weil dadurch eine außermittige Belastung der Tragteile entstand; auch waren einige Glieder gebrochen und die durch Keile erzielte Verbindung der Glieder untereinander war stellenweise gelockert. Man wollte aber gern das Bild der Brücke erhalten, sie also nicht durch ein neues Bauwerk ersetzen, und so entschloß man sich, ihr eisernes Tragwerk in Eisenbeton einzuhüllen.

Die Arbeit begann damit, daß man die Untergurte der Tragrippen durch eine Platte, die sie einhüllt, miteinander verband. Zugleich wurden ihre Enden durch einen kräftigen, die Last gleichmäßig auf die Widerlager verteilenden Querbalken verbunden, der auch die gußeisernen Lagerstühle einhüllt. Dann wurden die Obergurte der Tragrippen vom Widerlager her ebenso behandelt. Die Pfosten in der Nähe der Widerlager wurden durch einen steifen Rahmen verstärkt, die übrigen mit Eisenbeton ummantelt.

Zusammen mit der Verstärkung sollte die Fahrbahn der Brücke von 6,1 m auf 7,3 m verbreitert werden. Die Fahrbahnplatten wurden abgenommen, neue Eisenbetonquerträger wurden eingezogen, die beiderseits um 75 cm über die äußersten Rippen vorkragen. Die Fahrbahnlängsträger

blieben, in Eisenbeton eingehüllt, erhalten. Die äußeren Enden der Querträger sind durch einen kräftigen, auf ihnen sitzenden Längsbalken verbunden, der die Fahrbahn seitlich begrenzt. Auf seiner Außenseite wurde er durch den alten Längsträger, der dem gleichen Zweck gedient hatte,



Abb. 1. Holt-Fleet-Brücke vor dem Umbau.

verkleidet, und auf ihm wurde das alte Geländer aufgestellt (Abb. 2). Das jetzige Bild der Brücke unterscheidet sich also nur wenig von dem früheren, wie Abbildungen in Eng. vom 11. Januar 1929 zeigen.

Die Eiseneinlagen des Betons sind an das alte gußeiserne Tragwerk elektrisch angeschweißt worden; ebenso sind die Eiseneinlagen unter sich verschweißt worden. Es wurde dadurch ein Übergreifen an den Stoßstellen vermieden, und die Betonschicht konnte infolgedessen dünner gehalten werden.

Die Arbeiten wurden dadurch sehr erschwert, daß die neue Eigenlast so aufgebracht werden mußte, daß einseitige Spannungen vermieden

Querschnitt der Holt Fleet-Brücke im Scheitel

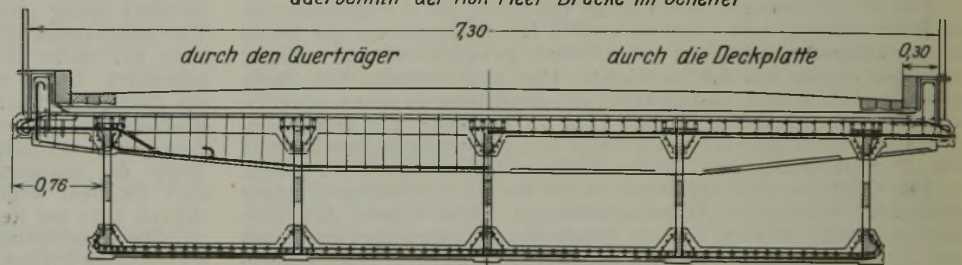


Abb. 2.

wurden, ferner dadurch, daß der Verkehr während der Bauzeit aufrecht erhalten werden mußte. Da die alte Fahrbahn die einzige Querversteifung im oberen Teil der Brücke bildete, mußte bei ihrem Abbruch mit besonderer Vorsicht vorgegangen werden. Die Arbeiten wurden von einer Rüstung aus ausgeführt, die an der Brücke aufgehängt war. Die Schifffahrt unter der Brücke, die ziemlich lebhaft ist, wurde in vollem Umfang aufrecht erhalten. Dem Straßenverkehr auf der Brücke wurden während der Bauzeit gewisse Beschränkungen in bezug auf das Gewicht der Fahrzeuge und die Geschwindigkeit, mit der sie verkehren durften, auferlegt.

Mit der Brücke wurden auch die Widerlager durch Eisenbeton verstärkt.

Die Kosten des Um- und Ausbaues haben etwa 11000 £ betragen. Es wird geschätzt, daß ein Neubau mindestens 2 $\frac{1}{2}$ mal soviel gekostet haben würde. Wkk.

## Personalnachrichten.

**Preußen.** Versetzt: der Regierungsbaumeister (W.) Grieben in Berlin zum Landeskulturamt in Düsseldorf.

Gestorben: der Magistrats-Oberbaurat i. R. Friedrich Hedde in Berlin, früherer Leiter des städtischen Brückenbauamtes daselbst.

**Württemberg.** Der Staatspräsident hat den Baurat Heyd, Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Stuttgart-Cannstatt, zum Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Ulm in der Dienststellung eines Oberbaurats der Besoldungsgruppe 2 ernannt.

**Baden.** Die Regierungsbauführer Hans Ball aus Zürich, Alfred Hoff aus Karlsruhe, Rober Kuth aus Bretten, Hans Oetersen aus Karlsruhe, Theodor Renz aus Bretten, Wilhelm Römer aus Mondfeld und Fritz Rohr aus Karlsruhe haben die diesjährige Staatsprüfung im Ingenieurbaufach bestanden und sind zu Regierungsbaumeistern ernannt worden.

**INHALT:** Ermittlung der Schwemmstoffführung in natürlichen Gewässern. — Beitrag zur Bestimmung des Abflußwertes bei Regenfällen (Schluß). — Ideenwettbewerb für den Bau einer neuen Rheinbrücke bei Speyer. — Vermischtes: Technische Hochschule Danzig. — Technische Hochschule Stuttgart. — Technische Hochschule Berlin. — 12. Deutscher Baupollzeitung. — Auszeichnung. — Betonstraßen-Tagung in München. — Verstärkung einer Gußeisenbrücke mit Eisenbeton. — Personalnachrichten.