

# DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 22. April 1927.

Heft 18

Alle Rechte vorbehalten.

## Die eiserne Hohlswelle mit starrer Schienenbefestigung.

Von Prof. Dipl.-Ing. Dr. Alfred Birk, Prag.

Seit einigen Jahren erregt die von dem sächsischen Finanz- und Baurat R. Scheibe erdachte Hohlswelle besondere Aufmerksamkeit in den Fachkreisen. Ich habe die umfangreichen Dauerversuche, die an der Technischen Hochschule in Dresden mit dieser Swelle und gleichzeitig mit einer eisernen Trogschwelle vorgenommen wurden, mehrere Wochen hindurch verfolgt; ich habe auch das Verhalten der Hohlswelle im Betriebe auf einer Probestrecke bei Dresden, auf der verschiedene Schwellenformen verlegt sind, beobachten können; wenn diese Probe auch kein maßgebendes Urteil zuläßt, weil sie in sehr beschränktem Ausmaße stattfindet, so gewann ich doch aus ihr und den Anstaltsversuchen die Überzeugung, daß die Eisenbahnverwaltungen einen großen Fehler in betriebswirtschaftlicher Hinsicht begehen würden, wenn sie Scheibes Hohlswellen und die von ihm daran geknüpften Vorschläge außer acht ließen. In dieser Swelle liegt ein Grundgedanke, der einen wertvollen Weg zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit der Bahnerhaltung weist.<sup>1)</sup>

Der Gedanke der Hohlswelle ist der Berücksichtigung dynamischer Gesichtspunkte entsprungen. Die Theorie hat den Eisenbahnoberbau bisher nur statisch betrachtet; erst in neuerer Zeit sucht man in die Frage, welchen Einfluß die Geschwindigkeit der Lastbewegung auf die Formänderungen des Oberbaues äußert, durch Wissenschaft und Ausübung näher einzudringen.<sup>2)</sup> Die Schwierigkeiten, in diesem Sinne die Größe der angreifenden Kräfte, die Erreger ihrer Veränderlichkeit und die wechselseitigen Beziehungen zwischen Gleis und Fahrbetriebsmittel zu erforschen, sind bedeutend, schon deshalb auch, weil es noch immer an geeigneten Vorrichtungen für dynamische Messungen fehlt. Mangeln uns also noch theoretische Grundlagen zur genauen Erkenntnis der Erscheinungen, so sind uns doch diese selbst ihrer Wirkung nach nicht fremd; wir erkennen die Äußerungen der Stoßdrücke der bewegten Lasten an der raschen Abnutzung aller Verbindungsteile bei der Schienenbefestigung und bei den Stoßverbindungen, an der unruhigen Lage der Schwellen, an der Zerstörung der Bettung, an der Abnutzung der Baustoffe des Gleises usw. Insbesondere tritt bei der Schienenbefestigung und bei dem Schienenstoß starker Verschleiß der Bauteile auf. Die Hohlswelle von Scheibe erstrebt nun eine wesentliche Verbesserung der Verhältnisse durch die Umwandlung aller auf sie einwirkenden Betriebserschütterungen und Wärmeveränderungen in eine Biegarbeit ihrer Querschnittform und durch die vollständige Überleitung aller auf die Schiene ausgeübten Beanspruchungen in die Swelle.

Die Form der Hohlswelle Scheibes zeigt Abb. 1. Sie nutzt die Federkraft des Eisens aus, verleiht also der Eisenschwelle eine Eigenschaft, die wohl der Holzschwelle, nicht aber der üblichen Eisenschwelle in Trogform zukommt; bei dieser wird im wesentlichen nur die Biegefestigkeit des Eisens verwertet. Der Querschnitt der Hohlswelle erfährt durch die auf sie einwirkenden Stöße und Drücke kleine vorübergehende Formänderungen, die auf den Zusammenhang des Gleises ohne Einfluß bleiben, verzehrt sie und macht sie unschädlich in bezug auf die Abnutzung der Befestigungsteile; es wird also durch die Schwellenform erreicht, was durch die Anwendung elastischer Einlagen zwischen Schiene und Swelle erstrebt wird. Da die Hohlswelle mit Bettungsstoff gefüllt wird, so besitzt sie auch ein großes Gewicht, das schon an und für sich eine ruhigere Lage der Swelle im Schotterbett sichert. Ein weiterer Vorzug der Hohlswelle ist ihre tiefe Lage im Bettungskörper, durch die im Verein mit der günstigen Form und Breite der druckübertragenden Fläche die Geschlossenheit der Druckfläche auf die Unterbaukrone schon bei geringerer Bettungsstärke, als der bei Holz- und Trogschwellen erforderlichen, erreicht wäre (vergl. Abb. 2).

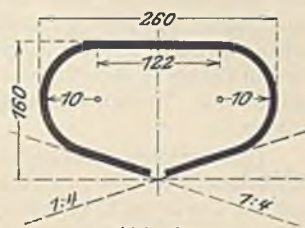


Abb. 1.

Die nachfolgende Übersicht gibt Aufschluß über die statischen Verhältnisse und die Gewichtsverhältnisse der Hohlswelle im Vergleich zu

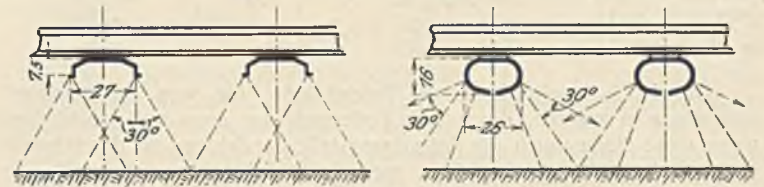


Abb. 2.

einer Holzschwelle, zu der (bei den Dauerversuchen in Dresden benutzten) Trogschwelle mit Längsrippen und zu der schwereren Swelle des neuen deutschen Reichsoberbaues (Abb. 3).

### Übersicht.

Schwelle	Länge m	Gewicht kg	Trägheitsmoment cm <sup>4</sup>	Widerstandsmoment cm <sup>3</sup>	Bemerkung
Hohlswelle Scheibe	2,70	102 <sup>*)</sup>	1534	178	*) Mit Schotterfüllung 232 kg.
Trogschwelle mit Längsrippen . . . . .	2,70	62	160	31	Versuchschwelle.
Schwelle des neuen Reichsoberbaues . .	2,50	79,7	339	49	
Holzschwelle 26 × 16 cm	2,50	80	8878	1109	

Hierzu sei bemerkt, daß die beiden Versuchschwellen die bisher für Hauptbahnen vorgesehene Schwellenlänge von 2,70 m hatten, daß aber bei den künftigen Schwellen des deutschen Reichsoberbaues diese Länge „als über das notwendige Maß hinausgehend“ verlassen worden ist — ein Beschluß, dem aus wirtschaftlichen Gründen nur zugestimmt werden kann. Die Erfahrungen insbesondere mit den nur 2,4 m langen schweren Schwellen der badischen Staatsbahnen lassen diese Verminderung der Schwellenlänge unbedenklich erscheinen; auch Versuche, die in dieser Hinsicht durchgeführt wurden, z. B. von Cuénot, weisen darauf hin, daß bei sachgemäßer Unterstopfung der Schwellen die Länge von 2,7 m zu hoch gegriffen ist. Ich habe die wirtschaftlich so wichtige Frage: „Kurze oder lange Schwellen“ in der Schweiz. Bauztg. vom 29. August und 19. September 1925, weiter auch in der „Gleistechnik“ 1926, Heft 2 eingehend behandelt.

Als Hauptergebnis der Dauerversuche ist festzustellen, daß die Hohlswelle im Vergleich zur Trogschwelle und auch für sich betrachtet, außerordentlich ruhig im Bettungskörper liegt. Während die durch Nachstopfen erzielte feste Lage der Trogschwelle im Steinbette schon nach 600 bis 700 Hammerschlägen wieder mangelhaft geworden war und die Steinschlagstückchen nach längerer Versuchsdauer ihre scharfen Kanten und Ecken zumeist eingebüßt hatten, war ein Nachstopfen der Hohlswelle nach rd. 60 000 Schlägen noch nicht erforderlich geworden; bei dem Herausnehmen der Swelle aus dem Steinschlagbette konnten Einzelstücke aus der Steinschlagoberfläche des nach dem Schwellenquerschnitt geformten Hohlraumes mit dem Finger nur unter Kraftaufwand ausgebrochen werden; die Swelle war demnach mit dem Steinschlag stets in Berührung geblieben. Eindrückungen der Hohlswelle in die Bettung konnten nicht festgestellt werden; dagegen zeigte die Trogschwelle nach 14 850 Schlägen bei einem Schlagmoment von 12,1 kgm eine Eindrückung von 19,1 mm, also von durchschnittlich 0,01 mm für 100 Schläge und 1 kgm Schlagmoment. Die Befestigung der Schiene war bei der Hohlswelle nach 63 000 Hammerschlägen noch so fest wie anfänglich, während bei der Trogschwelle innerhalb der gleichen Versuchsdauer die Schraubenmuttern zehnmal nachgezogen werden mußten und dreimal ein völliges Schlottern der Verbindung eingetreten war. Der Verlust an Gewicht der Verbindungsteile — Hakenzapfenplatte, Klemmplatte und Spannplatte der Trogschwelle, Klemmplatten der Hohlswelle — durch Abnutzung ist bei der Hohlswelle zu rd. 1/3 des Verlustes bei der Trogschwelle ermittelt worden, wie die nachstehende Zusammenstellung I zeigt.

<sup>1)</sup> In der Schweiz. Bauztg. vom 22. Juli 1922 habe ich ausführlich über die Dauerversuche in Dresden berichtet.

<sup>2)</sup> Vergl. Dr. Sallers Abhandlungen im Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1922, Heft 6 und 1926, Heft 8. Weiter: Dr.-Ing. Dreyer, Beiträge zu einer dynamischen Theorie des Eisenbahnoberbaues. München 1925.

Zusammenstellung 1.

Gewichtsverluste der Befestigungsteile						
Schlagzahl	Trogschwelle			Gewichtsverlust zusammen in %	Hohlschwelle	
	Hakenzapfenplatte	Klemmplatte	Spannplatte		Zwei Klemmplatten neuer Form	Gewichtsverlust in %
19 500	13,5 g	1,6 g	0,5 g	0,34	4,6 g	0,12
49 000		15,6 g			0,66	9,6 g
	22,4 g	6,3 g	1,6 g			
Gewicht der Befestigungsmittel im neuen Zustande	30,3 g			4536 g	3641,6 g	
	3355,5 g	1028,3 g	152,3 g			

Die Hohlschwelle kann die Betriebstöße, die vom Schienenkopfe aufgenommen werden, durch ihre Federkraft nur dann voll verarbeiten, wenn diese Stöße durch die Befestigungsteile der Schiene an der Schwelle unvermindert in sie übergehen, wenn also Schiene und Schwelle gewissermaßen einen einzigen Körper bilden. Das ist bei den üblichen Befestigungsweisen nicht der Fall; hier werden die Verbindungsteile zur Verarbeitung mit herangezogen. Den Ausgangspunkt bieten die unvermeidlichen Spielräume in der Befestigungsanordnung; sie gestatten die gegenseitige Bewegung der Einzelteile als Rückwirkung der Angriffe, wodurch die Teile abgenutzt und die Spielräume vergrößert werden.

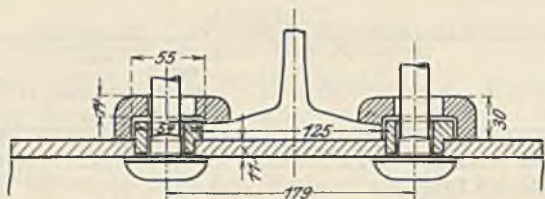


Abb. 3. Deutscher Reichsbahnoberbau B.

Die Lockerung schreitet vor, und zwar um so schneller, je mehr angreifbare und nachgebende Bestandteile vorhanden sind. Die neue Schienenbefestigung auf eiserne Querschwelen für die Deutsche Reichseisenbahn (Bauart B) sucht den aus diesen Erscheinungen sich ergebenden Folgerungen Rechnung zu tragen (Abb. 3). Das Wesentliche der Neuerung liegt hierbei im Fortfall der Hakenplatten, die „auf den Schwellen nicht festzuhalten sind und durch das unvermeidbare Spiel des Schienenfußes im Hakenhohlraum sowie durch die eigenen Bewegungen auf der Schwelle den Verfall des Gleises beschleunigen“. Der Schienenfuß ist durch Klemmplatten und Schrauben mit der Schwelle fest verbunden; er lehnt sich in seiner ganzen Dicke an ein Spurplättchen an, das mit breitem Zapfen in die Schwellendecke eingreift; die Klemmplatten sind stärker bemessen, als beim badischen Oberbau, der im übrigen als Vorbild diente; die Verbreiterung der Auflagefläche auf dem Schienenfuß und auf der Schwellendecke wird zur Verminderung der Abnutzung beitragen. Die Deutsche Reichseisenbahn nimmt als großzügige Versuche mit dem Querrippenoberbau, den die Oldenburgischen Bahnen eingeführt haben, in Aussicht. Bei diesem Oberbau (Bauart O, Abb. 4) ist an Stelle einer eisernen Unterlagplatte ein dünnes Pappelholzplättchen verwendet und wird die Schiene durch Keilklemmplatten mittels Hakenschrauben gegen die dachförmig aus der Schwellendecke herausgepreßten Querrippen abgestützt. Der größeren Einfachheit des Oberbaues O steht bei einem Vergleich mit Bauart B die Notwendigkeit größerer Sorgfalt bei seiner Verlegung gegenüber.

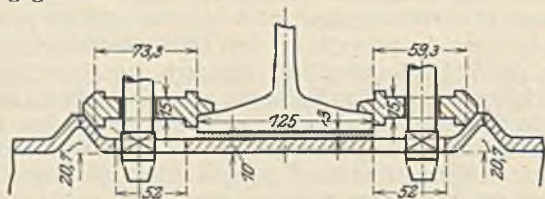


Abb. 4. Deutscher Reichsbahnoberbau O.

In der Fachwelt hat sich eine lebhafte Erörterung der Vor- und Nachteile der beiden Oberbauarten entwickelt; der Hinweis auf die günstigen Ergebnisse in Baden und Oldenburg wird nicht allgemein als stichhaltig anerkannt; der neue Reichsoberbau soll Betriebsverhältnissen und wirtschaftlichen Anforderungen entsprechen, die sich mit denen dort

<sup>3)</sup> Reg.-Baurat Stierl, Eisenbahn-Zentralamt, Berlin: Oberbautechnische Aufgaben der Gegenwart. Verkehrstechn. Woche, Sonderausgabe, März 1923.

und hier nicht mehr voll decken; es werden — so heißt es — Mängel hervortreten, die nicht so bedeutend waren, um von der Beibehaltung eines im allgemeinen sich gut bewährenden Oberbaues abzusehen, die aber immerhin nicht unbeachtet bleiben dürfen, wenn es sich um die Einführung der Bauart als Norm handelt. Man ist auch nicht mit geschlossenen Augen an ihnen vorübergegangen, wie die Verbesserungen beim badischen Oberbau bezeugen, und wie auch der Umstand dargetut, daß man dem Oldenburger Oberbau vorläufig und versuchsweise — allerdings großzügig — nahetritt, weil die früheren preußisch-hessischen Eisenbahnen mit der Keilklemmplatte nicht besonders gute Erfahrungen gemacht haben. Gewiß bieten die Befestigungsweisen Bauart B und O im Vergleich zu allen Vorläufern einen erhöhten Widerstand gegen zu schnelle Abnutzung und versprechen mithin auch eine längere Lebensdauer; aber sie bedeuten doch nur eine Verbesserung bestehender Befestigungen, beseitigen nicht ihren Grundfehler: die Möglichkeit der Bildung von Spielräumen zwischen den Befestigungsteilen. Eine weitgehende Vervollkommnung der Schienenbefestigung

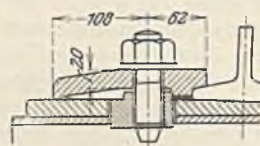


Abb. 5a.

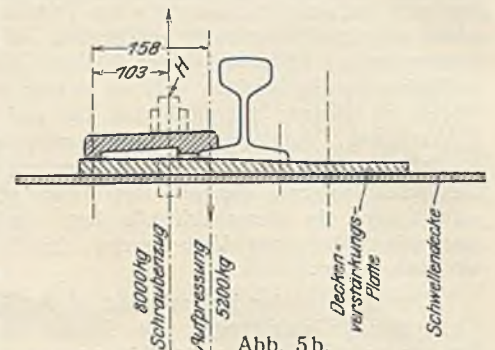


Abb. 5b.

kann nur auf einem neuen Wege erreicht werden. Einen solchen betritt Scheibe in seiner „starr“ Schienenbefestigung (Abb. 5).

Die „Starrheit“ der Befestigung wird dadurch herbeigeführt, daß die Hakenschraube mittels der als einarmiger Hebel wirkenden Klemmplatte den Schienenfuß kräftig auf die Schwelle preßt. Die Hakenschrauben haben 29 mm Durchmesser und 4,5 cm<sup>2</sup> Kernquerschnitt; ihre Fließgrenze liegt zwischen 11 000 und 12 000 kg Zug. Nach umfassenden Versuchen an der Technischen Hochschule in Dresden können zwei Mann mit einem 1,2 m langen Hebel durch acht Sechstelumdrehungen der Schraubenmuttern sicher und leicht einen wirksamen Schraubenzug von wenigstens 8000 kg erzeugen, entsprechend einer Muskelkraft des Arbeiters von 50 kg; bei Dauerleistungen darf man wohl nur mit 30 bis 40 kg rechnen, im vorliegenden Falle aber, wo es sich nur um jeweilig kurz andauernde Ausübung der Muskelkraft handelt, ist — wie die Beobachtungen bei den Versuchen gezeigt haben — 50 kg keine zu hochgehende Anforderung. Ein weiteres Steigen der Muskelanstrengung ist nicht unmöglich; sie ist aber nicht erforderlich. Der Zug von 8000 kg kann ohne Überanstrengung des Schraubenbolzens erzeugt werden. Diesem Schraubenzug entspricht ein Druck am Schienenfuß von  $\frac{8000 \times 103}{158} = \text{rd. } 5200 \text{ kg}$ . Der Schienenfuß wird daher auf jeder Schwelle mit rd. 10 t angepreßt. Wenn nun auch diese Befestigung Schiene und Schwelle nicht zu einem starren, also eigentlich idealen Körper verbinden kann, so fügt sie doch die beiden Gleisteile derart aneinander, daß sie den sie angreifenden Betriebsstößen und Drücken einheitlich, gemeinsam wie ein Körper entgegenwirken.

Die zwischen Schiene und Schwelle eingefügte Platte verstärkt die Schwellendecke und ermöglicht die Schrägstellung der Schiene; sie kann mit der Decke auch verschweißt werden, obwohl sie durchaus nicht die Mängel der Unterlagplatte bei der Trogschwelle besitzt, weil sie ja durch den hohen Schraubendruck mit der Schwelle untrennbar verbunden wird, also keine Eigenbewegungen machen kann, wie die Unterlagplatte bei der üblichen Schienenbefestigung.

Die Stöße auf die Schiene gehen also unvermindert durch die Befestigung hindurch bis in das Schwellenlager und werden durch die Federkraft der Schwelle verarbeitet; die Ursachen des selbsttätigen Rückganges der Schraubenmuttern fallen weg; die Schraubenspannung wird dauernd erhalten. Die beim Befahren auftretenden Gleislängskräfte erzeugen nur eine kleine, vorübergehende seitliche Verdrückung des Schwellenquerschnittes, aber keine Schienenlangswanderung; in dieser Erscheinung, die auf der Dresdener Versuchsstrecke durch Meßvorrichtungen festgestellt worden ist, liegt der Beweis, daß hier wirklich eine — praktisch aufgefaßt — starre Befestigung besteht, die eine Verschiebung der Einzelteile des Gleises gegeneinander nicht zuläßt.

Die Anwendung der starren Befestigung ist natürlich auch bei der Trogschwelle möglich; sie wird aber bei ihr nicht die gleiche günstige Wirkung zur Folge haben, weil das Wesentliche der Scheibe-Bauart fehlt: die Federkraft der Schwelle. Die Stöße und Drücke werden schon in den Befestigungsteilen verarbeitet, werden also ihre Lockerung herbeiführen. Man sucht seit langem bei der Trogschwelle diesen Mangel

durch federnde Einlagen (Pappelholz-, Geweblplatten usw.) zwischen Schiene und Schwelle auszugleichen; aber diese Unterlagen können doch nie die federnde Schwelle, die Hohlschwelle, vollwertig ersetzen. Walzen und Rammen der Bettung geben der Trogschwelle eine ruhigere Lage im Bettungskörper; ein volles, sattes Aufliegen wird allerdings nicht leicht zu erreichen sein; setzt man es aber voraus, so bleibt doch die Tatsache bestehen, daß die Trogschwelle selbst bei starrer Befestigung die dynamischen Angriffe nicht in sich aufnimmt und verarbeitet, weil sie eben nicht federt, sondern sie an die Bettung weitergibt, die aber weniger federt als die Hohlschwelle und daher ihre ursprüngliche Gestaltung in, unter und neben der Trogschwelle verlieren wird. Die Versuche an der Dresdener Hochschule, bei denen die Bettung bezw. das Lager der Trogschwelle sorgfältig hergestellt war, zeigten deutlich und einwandfrei, wie rasch die regelmäßige Lagerung der Schotterkörner bei ihr aufgehoben wird.

Dürfen wir also mit vollem Rechte, nicht nur theoretisch, sondern auch praktisch, Schiene und Hohlschwelle bei starrer Schienenbefestigung als einen einheitlichen Körper betrachten, so ergibt sich ohne weiteres die Folgerung, daß sich auch Wärmeveränderungen in der Schiene durch die Klemmplatte, die Verstärkungsplatte und die Schwelle fortpflanzen und in die Schottermasse übergehen müssen. Der Untersuchung dieser insbesondere für die Stoßgestaltung ungemein wichtigen Frage dienten Versuche an der Technischen Hochschule in Dresden, deren Ergebnisse eine zweckdienliche Klärung bieten. Zu diesen Versuchen wurden zwei Schienenstücke von je 50 cm Länge verwendet; das eine Stück war auf einem 63 cm langen Hohlschwelenstück starr, das andere auf einem ebensolangen Holzschwelenstück in üblicher Weise befestigt. Die Schwelenstücke lagerten in trockenem, grobem Kies in einem Holzkasten. Die hintereinandergeschalteten Schienenstücke trugen auf ihren Köpfen Wicklungen von Rheotandrahnt, die den Strom des Hauptnetzes in Wärme umsetzen. Mittels elektrothermischer Elemente konnte das Verhalten der Wärme in denjenigen Punkten der Schienen, Schwelen, Verbindungsteile und der Bettung, die für die Beurteilung der Wärmesteigerung und Wärmeleitung in Betracht kommen, festgestellt werden. Die in den Elementen erzeugten Schwachströme wurden mit Hilfe eines Millivoltmeters gemessen und in Celsiusgrade umgerechnet. Die abgelesenen Beobachtungsreihen (weit über 100) dienen zur Entwicklung von Diagrammen, deren Wagerechten die Zeitdauer der Heizung und deren Senkrechten die Steigerung der Wärme von der Anfangswärme aus angeben. Da der Schienenfuß die Wärme unmittelbar abgibt, so wurde seine Wärme und nicht die des Schienenkopfes als Maßstab für den Versuch angenommen.

Einem mir vorliegenden Berichte über diese Wärmeableitungsversuche<sup>4)</sup> entnehme ich das in Abb. 6 wiedergegebene Linienbild, das die Ergebnisse einer Versuchsreihe darstellt; es kennzeichnet gut und richtig den allgemeinen Verlauf der Versuche, wie ja auch das Linienbild 2 in Abb. 7, auf das ich noch zu sprechen komme, erkennen läßt. Den Vorgang der Beobachtungen und die Ablesungen an den einzelnen Stromschlußstellen in Millivolt und deren Wert in Celsiusgraden sind aus der nachstehenden

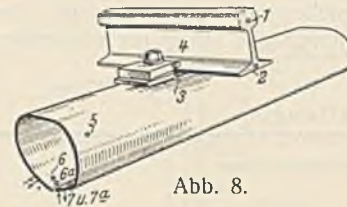


Abb. 8.

Zusammenstellung 2 ersichtlich; die beigefügte Abb. 8 zeigt die Stromschlußstellen für die elektrothermischen Elemente: Es liegen Stelle 1 im Schienenkopf, 2 im Schienenfuß, 3 in der Verstärkungsplatte, 4 in der Klemmplatte, 5 in der Schwellendecke, 6, 6a, 7 und 7a am Schwellenboden, 8 und 9 im Innern der Füllmasse, 10 und 11 im Abstände von 10 cm von der Schwellenwand in der Bettung. Die in Zusammenstellung 2 eingesetzten Zahlen sind die Ablesungen — die Wärmesteigerung gegenüber dem „Kaltzustande“ ist nicht eingeschrieben. In Abb. 7 zeigt Linienbild 1 die Wärmesteigerung des Schienenfußes auf der Hohlschwelle aus Grund eines Versuches, der auch das Hohlschwelenmodell mit umfaßte; die Linienbilder 1 und 2 treten also in Vergleich; die Ergebnisse dieser vergleichenden Beobachtung und noch anderer solcher Beobachtungen sind nachstehend übersichtlich zusammengestellt.

Zusammenstellung 3.

Dauer Min.	Heizung		Wärmesteigerung des Schienenfußes auf der Hohlschwelle			Ableitung durch den Schienenfuß auf der Holzschwelle in % seiner Wärmesteigerung			Anmerkung
	A	V	Holzschwelle °C	in % der Steigerung auf der Holzschwelle	Hohlschwelle	Füllmasse	Bettung		
120	18	170	54,7	32,3	59,7	55,1	19,0	12,0	Das Hohlschwelenstück mit den Befestigungsteilen wiegt 37,24 kg, gegenüber dem Schienenstück mit 23 kg.
287	15	140	26,5	19,3	72,8	80,0	37,0	17,0	
320	15	140	34,5	23,5	68,1	64,2	34,7	21,0	
240	15	140	33,1	22,5	68,0	56,0	31,0	12,0	
300	15	140	37,4	26,7	71,0	62,5	35,0	17,0	
					Im Durchschnitt:	63,5	31,3	15,8	

Die Wärmesteigerung bei starker Heizung (24 A, 110 V) ergab u. a. das in Abb. 9 gezeichnete Bild.

Aus den Beobachtungen, die wir hier mit einigen bezeichnenden Beispielen belegt haben, lassen sich folgende Tatsachen ableiten: Die dem Schienenkopfe (Schienenfuß) zugeführte Wärme wird sofort der Schwelle zugeleitet und von dieser in die Füllmasse und die Bettung weitergeleitet. Die Wärmesteigerung in der Füllmasse und in der Bettung schreitet anfangs infolge der Anwesenheit von Luft nur langsam vor, dann aber rascher als im Schienenfuß (vergl. die Linien-

<sup>4)</sup> Ein ausführlicher Bericht ist im „Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw.“ 1927, Heft 5, veröffentlicht worden.

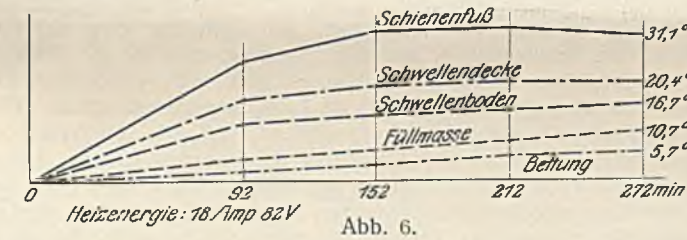


Abb. 6.

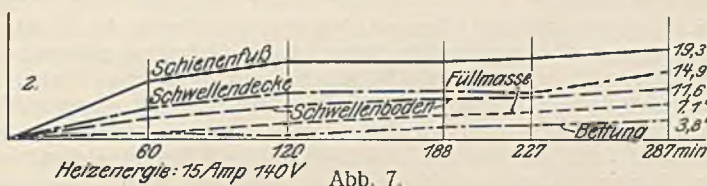
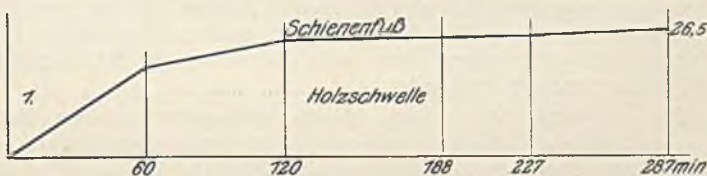


Abb. 7.

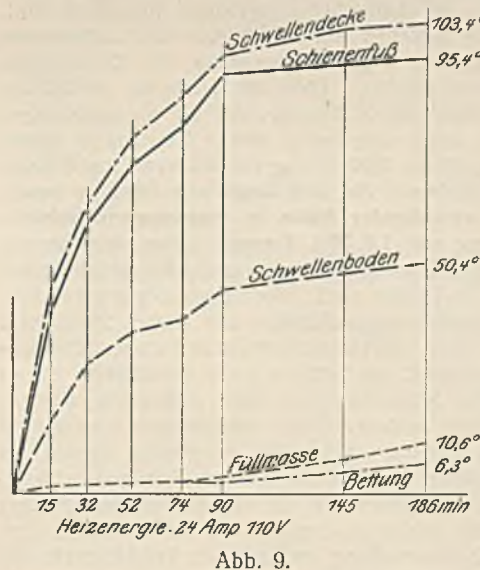


Abb. 9.

Zusammenstellung 2.

Beobachtung bei einer Schienenheizung mit 18 A, 32 V (hierzu Abb. 8).

Heizdauer Min.	Zeitpunkt der Ablesung	1		2		3		4		5		6		6a		7		7a		8		9		10		11	
		Millivolt	°C	Millivolt	°C	Millivolt	°C	Millivolt	°C	Millivolt	°C	Millivolt	°C	Millivolt	°C	Millivolt	°C	Millivolt	°C	Millivolt	°C	Millivolt	°C	Millivolt	°C	Millivolt	°C
	Kaltzustand Heizansch. 9 h 28'	6,0	16,9	6,0	16,9	6,0	16,9	6,1	17,2	6,1	17,2	6,1	17,2	6,1	17,2	5,8	16,1	6,0	16,9	5,2	14,2	5,1	14,4	5,6	15,6	5,4	15,1
92	11 h —	11,0	36,6	15,2	41,9	11,5	31,9	12,0	33,2	12,2	33,8	12,4	34,4	8,8	24,6	8,6	24,1	11,0	30,6	6,0	16,9	6,0	16,9	6,3	17,2	5,9	16,4
152	12 h —	15,0	41,4	18,0	49,3	12,3	34,1	13,5	37,3	13,1	36,3	13,0	36,0	9,4	25,7	9,4	25,7	11,7	32,4	7,2	20,2	7,1	20,0	7,0	19,7	6,4	18,0
212	1 h —	15,7	43,2	18,3	50,0	13,0	36,0	13,7	37,8	13,5	37,3	13,5	37,3	10,0	27,9	9,9	27,6	11,9	32,9	8,6	24,1	8,0	22,5	7,4	20,8	6,9	19,5
272	2 h —	15,0	41,4	17,5	48,0	12,7	35,1	13,6	37,6	13,6	37,6	13,6	37,6	10,3	30,5	10,1	28,2	12,0	33,3	9,4	26,3	8,6	24,0	7,9	22,1	7,3	20,5

bilder) bis zum Wärmeausgleich mit der Schwelle. Eine größere oder geringere Erhitzung der Schiene oder eine lange Einwirkung der Wärme beeinflusst die Verhältnisse der Ableitung nur unwesentlich. Die Wärmesteigerung in der äußeren Bettung beträgt etwa  $\frac{2}{3}$  bis  $\frac{1}{2}$  der Steigerung in der Füllmasse; ein gewisser Feuchtigkeitsgehalt der Bettung begünstigt natürlich ihre Wärmeleitungsfähigkeit. Die Erwärmung der Hohlschwellschiene erreichte bei gleicher Warmezufuhr höchstens 66% der Erwärmung der Holzschwellschiene. Man beachte in dieser Hinsicht die nachstehende Zusammenstellung einiger Messungen der Schienen-Dehnung, die anlässlich der Wärmeversuche mit genau arbeitenden Vorrichtungen vorgenommen wurden.

Zusammenstellung 4.

Ablesung	Holzschwellschienen				Hohlschwellschienen				Anmerkung		
	Gemessene Dehnung			Berechnete Dehnung	Gemessene Dehnung			Berechnete Dehnung			
	links	rechts	zus.		links	rechts	zus.				
Wärmesteigerung des 50 cm langen Schienenstückes ° C	In hundertstel mm			° C	In hundertstel mm						
1	25,3	5	5,5	10,5	13	15,1	2	3	5	8	Die Dehnung wurde nach der Gleichung $\lambda = \frac{l-l_0}{l_0}$ berechnet.
2	31,0	8	9	17	18	18,6	5	3,5	8,5	11	
3	31,9	8,5	9	17,5	18	20,5	6	4	10	12	
4	33,1	8,5	10	18,5	19	22,5	8	4	12	13	

Entsprechend der um ein Drittel geringeren Wärmesteigerung der Hohlschwellschiene ist auch ihre Längsdehnung um dieses Maß kleiner als das der Holzschwellschiene. Diese Wärmesteigerung entsteht infolge der in der Schiene verbleibenden Wärme (Restwärme); sie erzeugt eine Längsdruckspannung, die aber durch den elastischen Körper, zu dem die starre Befestigung Schwelle und Schiene verbindet, verarbeitet wird, indem sie auf die Schwelle als innere Tangentialkraft wirkt und den Schwellenquerschnitt elastisch verdrückt. Durch Meßbühren im Schwelleninnern wurde festgestellt, daß die vorübergehenden Änderungen der inneren Abmessungen des Schwellenquerschnittes infolge der zugeführten Wärme bei den angewendeten Wärmesteigerungen bis 0,25 mm betragen.

Die Ergebnisse der Wärmeableitungsversuche sind von großer Bedeutung für die Lösung der schwierigen Schienenstoßfrage. Da ihnen zufolge mit einer Längsdehnung der Schienen, hervorgerufen durch Wärmeänderungen, nicht gerechnet werden muß, so entfällt bei Hohlswellen mit starrer Schienenbefestigung die Notwendigkeit einer Stoßlücke. Wenn von einer Stoßverschweißung aus Bahnerhaltungsgründen abgesehen wird, so ist es doch möglich, die Schienen mit den Stirnen dicht aneinander zu verlegen. Damit wäre eine der Hauptursachen der Zerstörungerscheinungen am Stoße ausgeschaltet. Denn die Weite der Stoßlücken beeinflusst stark die Ausbildung der Stoßknicke, die die so ungünstigen Schlagwirkungen erzeugen. Bräuning belegt diesen Umstand in seinen „Grundlagen des Gleisbaues“ (Berlin 1920, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) mit deutlich sprechenden Bildern. Ein Bild zeigt eine Gruppe neuer, von Stufenbildung freier, schwebender Stöße in eingleisigem Betriebe nach einer Verkehrsbelastung von 1,5 Mill. Tonnen. Man sieht daraus, wie vorteilhaft möglichst enge Lücken sind — wie die Knickbildung um so schwächer ist, je enger die Lücken sind. Noch ungünstiger entwickeln sich die Stoßknicke bei doppelgleisigem Betriebe aus weiten Stoßlücken. Weil beim Schienenstoß im Gleis mit Hohlswellen und starrer Schienenbefestigung eine Dehnungsfreiheit der Schiene nicht erforderlich ist, so können die Laschen mit den Schienen-Enden starr verbunden werden; und weil die in den belasteten Schienen-Enden auftretenden wagerechten Schubspannungen von den federnden Schwellen verarbeitet werden, so ist auch eine starre Verbindung der Laschen mit den Schienen zulässig. Die Lasche wird dann nicht mehr dynamisch, sie wird statisch beansprucht; es wird daher möglich, sie derart zu formen, daß sie tatsächlich ihre Hauptaufgabe erfüllt: dem Schienenstrang am Stoße die Tragfähigkeit und Stetigkeit der vollen Schiene zu verleihen.

Den technischen Vorzügen der Hohlschwelle mit starrer Schienenbefestigung kommt auch hohe wirtschaftliche Bedeutung zu. Allerdings ist es nicht möglich, sie zahlenmäßig auszudrücken, solange diese Gleisbauart nicht im Betriebe erprobt ist; denn nur auf solchem Wege können Grundlagen gewonnen werden, die unanfechtbar sind. Auch fehlt es zurzeit an einer Vergleichsgrundlage. Wie die Hohlswellenbauart vorläufig und leider nur als Zukunftsbauart angesehen werden kann, so liegen auch über den neuen Oberbau der Deutschen Reichsbahn, der augenblicklich als Zukunftsoberbau gilt, noch keine Erfahrungen vor. Zur Beurteilung

der zu erwartenden Wirtschaftlichkeit des Hohlswellengleises müssen wir daher die allgemeinen Erfahrungen in der Gleisunterhaltung zu Rate ziehen.

Einer Zusammenstellung Scheibes, deren Richtigkeit nicht zu bezweifeln ist, entnehme ich die nachstehenden Angaben:

Zusammenstellung 5.

Schwellen und Befestigungsmittel für 1 km	Trogswellen 1266 × 17,5 R.-M. (Oberbau B)	Hohlswellen 1266 × 30 R.-M.
Beschaffungswert	22 155 R.-M.	37 980 R.-M.
Altwert nach 30 Jahren	40% des Neugewichtes von 120 t als Schrott zu 44 R.-M. = 2112 R.-M.	40% des Neugewichtes von 181,7 t als Schrott zu 44 R.-M. = 3198 R.-M.
Gesamtverbrauch in 30 Jahren	20 043 R.-M.	34 782 R.-M.
Jährlicher Stoffverbrauch	668 R.-M.	1159 R.-M.
Jährlicher Stoffmeherverbrauch beim Hohlswellenoberbau	491 R.-M./km.	

Der Preis von 30 R.-M. für die Hohlschwelle samt Befestigungsmittel dürfte vielleicht schon für eine Versuchstrecke zu erreichen sein; sicher aber wird er bei Massenerzeugung nicht überschritten, sondern unterboten werden. Dem Mehraufwande für Baustoff steht eine Ersparnis an Arbeitslohn beim Gleiseinbau gegenüber; das Unterstopfen der Trogschwelle erfordert mehr Arbeitszeit, insbesondere wenn die Ausfüllung des Troges mittels abhebbarer Füllkasten geschieht, um der Schwelle eine ruhige Lage zu geben; solche besondere Herstellungsart entfällt bei der Hohlschwelle; sie gewinnt ihre ruhige Lage durch ihre Federkraft. Beobachtungen auf der Probestrecke bei Dresden lassen es gerechtfertigt erscheinen, je km Gleis schon beim Einbau eine Ersparnis von 90 Arbeitsstunden zugunsten der Hohlschwelle anzunehmen. Übrigens darf wohl auch nicht außer acht bleiben, daß die Verwendungsdauer der Hohlschwelle eine längere sein wird als die der Trogschwelle, worauf ich noch zu sprechen komme. Es stellt sich dann auch der jährliche Stoffmeherverbrauch jener gegenüber dieser geringer als nach der Zusammenstellung, die gleiche Verwendungsdauer beider Schwellen vorausgesetzt.

Daß die Unterhaltungskosten des Hohlswellengleises geringer sind als die des Trogschwellengleises, ergibt sich aus den Eigenschaften der Hohlschwelle mit starrer Befestigung. Sie verleihen dem Gleis als solchem eine Beschaffenheit, die den Arbeitsaufwand für die Erhaltung des ursprünglichen einwandfreien Bauzustandes auch während des Betriebes wesentlich geringer gestaltet als beim Trogschwellengleis. Diese Beschaffenheit ist dadurch gekennzeichnet, daß die Lockerung der Schienenbefestigung und die Wanderung der Schienen entfällt, daß die Befestigungsteile eine wesentlich geringere Abnutzung erfahren und auch die Schwellen eine längere Lebensdauer haben, schon deshalb, weil die Betriebsstöße infolge ihrer Verarbeitung durch die Schwelle die bei der Schwellenlochung etwa entstehenden kleinen Ansätze zu Haarrissen nicht weiter ausbilden. Schließlich darf auch die größere Schonung der Fahrbetriebsmittel, insbesondere durch die Verbesserung des Schienenstoßes, nicht unberücksichtigt bleiben.

Die endgültige Beurteilung des technisch-wirtschaftlichen Wertes neuer technischer Gedanken, wie sie in Scheibes Hohlschwelle mit starrer Schienenbefestigung sich aussprechen, verlangt zur Grundlage die Ergebnisse längerer, zweckmäßig ausgeführter Erprobungen im Betriebe. Solche Erprobungen in größerem Umfange vorzunehmen, ist Pflicht der Eisenbahnverwaltungen in allen Fällen, wo die Erfindung technisch einwandfrei, zielbewußt führende Wege schreitet und wo theoretische, auf praktischer Erkenntnis ruhende Erwägungen im Verein mit gewissenhaften Versuchen beweisen, daß der Kostenaufwand für eine solche Erprobung gewiß nicht verloren ist. Ein derartiger Fall liegt bei der Hohlschwelle vor. Kein unbefangener Fachmann wird bezweifeln können, daß sie in neuartiger Weise zur fortschreitenden Lösung zweier wichtiger Fragen des Gleisbaues beiträgt: zur Erhöhung der Federung des Gleises und zur Verstärkung der Verspannung von Schiene und Schwelle. Beide Fragen harren noch ihrer befriedigenden Lösung. Der neue Deutsche Reichsbahn-Oberbau bringt sie ihr wohl näher, aber bedeutet sie noch nicht. Er kann daher auch nicht als Ende der Bestrebungen gelten, das Gleis in den angegebenen Richtungen weiter zu vervollkommen. Darum müssen auch fernerhin alle Vorschläge geprüft und erprobt werden, die einen Erfolg, einen Fortschritt erwarten lassen. Hierzu gehört die Hohlschwelle mit starrer Schienenbefestigung.

Alle Rechte vorbehalten.

## Statische Berechnung der Vierendeelträger.

Von Dipl.-Ing. Dr. W. F. Vieser, Wien.

### I. Einleitung.

1. Die Pfostenfachwerkträger wurden zuerst von Vierendeel berechnet in seiner Abhandlung „Théorie générale des Poutres Vierendeel“, in der er außer der allgemeinen Theorie eine Anzahl von (untergeordneten) Beweisen für die Richtigkeit seiner Annahmen brachte. In den seither verflossenen 24 Jahren wurden verschiedene andere Wege gezeigt, wie dieses bei  $n$  Feldern 3  $n$ -fach statisch unbestimmte System berechnet werden kann.

Während Vierendeel durch die Mitte der Pfosten einen Schnitt führte, an jedem Schnitt die inneren Kräfte durch äußere ersetzte und die  $3(n+1)$  Unbekannten dadurch bestimmte, daß er Bestimmungsgleichungen aufstellte, die sich aus der notwendigen Gleichheit der Verschiebungen und Verdrehungen, ausgedrückt als Funktionen der oberen bzw. unteren Hälfte, ergaben, haben andere Ingenieure die Berechnung mit Hilfe der Maxwell-Mohrschen Gleichungen vorgenommen. Als statisch bestimmter Grundfall wurde ein Balken mit Doppelkrümmungen — entstanden gedacht durch Schnitte in der einen Gurtung in jeder Feldmitte — oder eine Anzahl von aneinandergereihten Dreigelenkbogen angenommen. Letztere Verfahren haben den Vorteil, daß sie auch im allgemeinsten Fall gangbar sind. Immerhin ist die Berechnung selbst in Sonderfällen langwierig und umständlich, so daß diese Wege wohl nur in den seltensten Fällen eingeschlagen wurden.

2. In der Regel werden die Berechnungen durch Auswertung der Vierendeelschen Schlußformeln vorgenommen, wenn man nicht mit dem Näherungsverfahren nach Saliger oder einem graphischen Versuchsverfahren vorliebnimmt.

Das erstgenannte Verfahren hat den Nachteil, daß man die Ergebnisse einer langwierigen strengen Untersuchung, die den wenigsten in ihrer Ursprungsform bekannt sein dürfte, verwertet; die letztgenannten, daß man bloß Näherungswerte erhält.

Auch neuere Wege, wie der, den Bleich mit seinem „Viermomentensatz“ einschlägt, könnten verfolgt werden, was aber die Vertrautheit mit diesem Verfahren voraussetzt.

3. In den folgenden Darlegungen soll ein völlig neues Verfahren zur Berechnung der Pfostenfachwerkträger vorgeführt werden, das, von einfachen geometrischen Betrachtungen ausgehend, mit Anwendung der bekannten Formeln über die Verdrehungen und Verschiebungen rasch zum Ziele führt und so eine neue Theorie schafft, die zudem auch den Vorteil besitzt, daß sie auch auf Träger mit nicht parallelen Gurtungen anwendbar ist und im Falle gleichlaufender Gurte zu denselben Formeln führt, die Vierendeel abgeleitet hat.

### II. Ableitung allgemein gültiger Formeln.

4. Um die Aufgabe möglichst allgemein zu lösen, wird ein Pfostenfachwerk angenommen, dessen Gurtungen einen gebrochenen Linienzug darstellen und dessen Pfosten verschiedene Höhe haben. Ferner sei vorausgesetzt, daß die Belastung bloß in den Knoten angreift. Diese allgemein bei Fachwerken übliche Annahme empfiehlt sich, um die Formeln nicht unnützlich verwickelt zu gestalten. Aus diesem Grunde wurde für die Gurtungen auch ein gebrochener und kein gekrümmter Linienzug angenommen.

Die Berücksichtigung von an den Stabteilen unmittelbar angreifenden Lasten, sowie gebogener Stabteile würde die Herleitung einer übersichtlichen Gleichungsgruppe sehr erschweren, und es scheint daher angebracht, diesen Tatsachen in ähnlicher Weise Rechnung zu tragen, wie dies bei den statisch bestimmten gewöhnlichen Fachwerken geschieht, nämlich durch nachträgliche Berücksichtigung dieser zusätzlichen Wirkungen. Es dürfte an dieser Stelle genügen, auf die von Müller-Breslau angegebenen Verfahren zur Berechnung der Nebenspannungen in Fachwerken im Falle rechtwinklig zu den Gurtstäben angreifender Lasten, exzentrischer Knoten usw. zu verweisen.<sup>1)</sup>

Der Einfluß der Normalkräfte auf die Verformung darf vernachlässigt werden — wie Vierendeel nachgewiesen hat. Diese Annahme wird übrigens in den meisten Fällen bei Berechnung statisch unbestimmter Stabzüge, die vorwiegend auf Biegung beansprucht werden, gemacht.

In ähnlicher Weise lassen sich auch ungleichmäßige Erwärmungen einzelner Stabteile usw. verfolgen; gleichmäßige Temperaturänderungen haben bei statisch bestimmter Lagerung keinen Einfluß auf das Kräftepiel.

Es bietet keine Schwierigkeiten, Tragwerke zu berechnen, die aus einem Vierendeelträger mit Zugband, aus einem Pfostenfachwerkstreckbalken mit Stabbogen usw. bestehen. Der Vierendeelträger ist dann als statisch unbestimmter Grundfall zu behandeln und die hierfür gültigen Lehrsätze, die wesentliche Rechnungsvereinfachungen gestatten, zu verwenden.

5. Nach diesen allgemeinen Erörterungen sollen jetzt die Formeln hergeleitet werden. Der den Betrachtungen zugrunde liegende Trägerteil ist in Abb. 1 dargestellt. Die Versinnbildlichung der Verformungen stellt Abb. 2 dar.

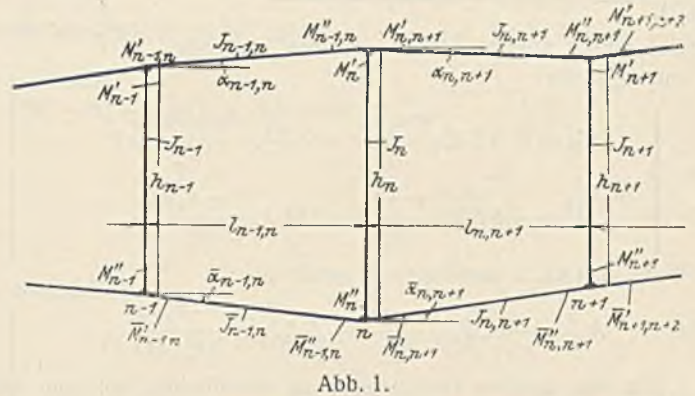


Abb. 1.

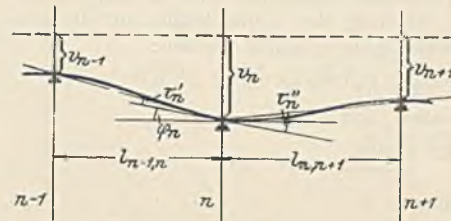


Abb. 2.

Bekanntlich ergibt sich die Durchbiegung eines eingespannten Stabteiles unter dem Einflusse irgend einer Belastung aus der Formel

$$(1) \quad \delta = \frac{\Sigma m}{EJ}$$

$\Sigma m$  bedeutet das statische Moment der Momentenfläche in bezug auf

die Senkrechte auf den Stabteil und durch den Punkt, für den die Verschiebung bestimmt werden soll. Mit den aus den Abbildungen zu entnehmenden Bezeichnungen ergibt sich ohne weiteres die Richtigkeit nachstehender Gleichungen für ein gleichbleibendes Trägheitsmoment der Stabteile:

Für die Gurtung

$$(2) \quad \begin{cases} M'_{n-1,n} + 2M''_{n-1,n} = 6 \frac{EJ_{n-1,n}}{l_{n-1,n}} \cos \alpha_{n-1,n} \tau'_{n-1} \\ 2M'_{n-1,n} + M''_{n-1,n} = 6 \frac{EJ_{n-1,n}}{l_{n-1,n}} \cos \alpha_{n-1,n} \tau''_{n-1} \end{cases}$$

ebenso:

$$(3) \quad \begin{cases} M'_{n,n+1} + 2M''_{n,n+1} = 6 \frac{EJ_{n,n+1}}{l_{n,n+1}} \cos \alpha_{n,n+1} \tau'_{n+1} \\ 2M'_{n,n+1} + M''_{n,n+1} = 6 \frac{EJ_{n,n+1}}{l_{n,n+1}} \cos \alpha_{n,n+1} \tau''_{n+1} \end{cases}$$

Zieht man lotrechte Verschiebungen der einzelnen Knotenpunkte in Betracht, so gelten für die Winkel  $\tau$  folgende Beziehungen:

$$(4) \quad \begin{cases} \tau'_{n-1} = -\varphi_n + \frac{v_n - v_{n-1}}{l_{n-1,n}} \\ \tau''_{n-1} = +\varphi_{n-1} - \frac{v_n - v_{n-1}}{l_{n-1,n}} \\ \tau'_{n+1} = -\varphi_{n+1} + \frac{v_{n+1} - v_n}{l_{n,n+1}} \\ \tau''_{n+1} = +\varphi_n - \frac{v_{n+1} - v_n}{l_{n,n+1}} \end{cases}$$

6. Aus der Gleichgewichtsbedingung für den Knoten „n“ des Obergurtes ergibt sich

$$(5) \quad -M'_n = M'_{n,n+1} - M''_{n-1,n}$$

Die Obergurtmomente sind positiv, sobald an der Unterseite Zug auftritt, die Pfostenmomente dann, wenn die Zugzone linksseitig liegt.

Für den Untergurt gilt:

$$(6) \quad +M''_n = M'_{n,n+1} - M''_{n-1,n}$$

Sofern der Pfosten nicht unmittelbar belastet wird, stehen Kopf- und Fußmoment in folgender Beziehung:

$$(7) \quad M''_n = M'_n + H'_n h_n$$

Hat der Pfosten überall gleichen Querschnitt, so sind seine Verformungen die folgenden:

<sup>1)</sup> H. Müller-Breslau, Graphische Statik. II. Bd., 2. Abt., 1908. S. 269 uf.

$$(8) \begin{cases} EJ_n(\varphi_n - \bar{\varphi}_n) = \frac{H'_n h_n^2}{2} + M'_n h_n \\ EJ_n(\delta - h_n \varphi_n) = \frac{H'_n h_n^3}{3} + M'_n \frac{h_n^2}{2}, \end{cases}$$

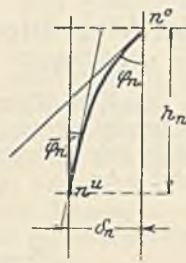


Abb. 3.

wobei  $\delta_n$  die gegenseitige wagerechte Verschiebung des Obergurt- und Untergurtknotens bedeutet (Abb. 3).

Aus den Gl. 8 erhält man, wenn man sie nach  $M'_n$  und  $H'_n$  auflöst:

$$(9) \begin{cases} M'_n = +4 EJ_n \frac{\varphi - \bar{\varphi}_n}{h_n} - 6 EJ_n \frac{\delta_n - h_n \varphi_n}{h_n^2}; \\ H'_n = -6 EJ_n \frac{\varphi - \bar{\varphi}_n}{h_n^2} + 12 EJ_n \frac{\delta - h_n \varphi_n}{h_n^3}. \end{cases}$$

Wenn man Gl. 7 berücksichtigt, erhält man:

$$(9a) \quad M''_n = -2 EJ_n \frac{\varphi_n - \bar{\varphi}_n}{h_n} + 6 EJ_n \frac{\delta_n - h_n \varphi_n}{h_n^2}.$$

7. Um die weiteren Herleitungen zu vereinfachen, soll nun außer den bisherigen Annahmen — nämlich Belastung bloß in den Knotenpunkten, Vernachlässigung der Wirkung der Normalkräfte auf die Verformung — noch folgende Voraussetzung gemacht werden:

$$(10) \quad J_{ik} \cos \alpha_{ik} = \bar{J}_{ik} \cos \alpha_{ik}.$$

Es kann dann bewiesen werden, daß

$$(11) \quad \varphi_i = \bar{\varphi}_i$$

ist.

Aus den Gl. 2 u. 3 erhält man:

$$(12) \begin{cases} M''_{n-1,n} = 2 \frac{EJ_{n-1,n} \cos \alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}} (2 \tau'_n - \tau''_{n-1}). \\ M'_{n,n+1} = 2 \frac{EJ_{n,n+1} \cos \alpha_{n,n+1}}{l_{n,n+1}} (2 \tau''_n - \tau'_{n+1}). \end{cases}$$

Setzt man nun die Werte für  $M''_{n-1,n}$ ,  $M'_{n,n+1}$  und  $M'_n$  aus den Gl. 12 und 9 mit Berücksichtigung der Gl. 4 in Gl. 5 ein, so ergibt sich für den Obergurt:

$$(13) \begin{cases} \frac{EJ_{n-1,n} \cos \alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}} \left( -2 \varphi_n - \varphi_{n-1} + 3 \frac{v_n - v_{n-1}}{l_{n-1,n}} \right) \\ - \frac{EJ_{n,n+1} \cos \alpha_{n,n+1}}{l_{n,n+1}} \left( +2 \varphi_n + \varphi_{n+1} - 3 \frac{v_{n+1} - v_n}{l_{n,n+1}} \right) \\ = 2 \frac{EJ_n}{h_n} (\varphi - \bar{\varphi}_n) - 3 EJ_n \frac{\delta_n - h_n \varphi_n}{h_n^2}. \end{cases}$$

Eine ganz ähnliche Gleichung ergibt sich für den Untergurt aus der Gl. 6, wenn die lotrechte Verschiebung der beiden Gurtungen gegeneinander Null gesetzt wird, weil die Längenänderung der Pfosten vernachlässigt wird, was zur Folge hat, daß die Werte „ $v_n$ “ für Ober- und Untergurt gleich sein müssen.

$$(14) \begin{cases} \frac{EJ_{n-1,n} \cos \alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}} \left( -2 \bar{\varphi}_n - \bar{\varphi}_{n-1} + 3 \frac{v_n - v_{n-1}}{l_{n-1,n}} \right) \\ - \frac{EJ_{n,n+1} \cos \alpha_{n,n+1}}{l_{n,n+1}} \left( 2 \bar{\varphi}_n + \bar{\varphi}_{n+1} - 3 \frac{v_{n+1} - v_n}{l_{n,n+1}} \right) \\ = \frac{EJ_n}{h_n} (\varphi - \bar{\varphi}_n) - 3 EJ_n \frac{\delta_n - h_n \varphi_n}{h_n^2}. \end{cases}$$

Zieht man die Gl. 14 von der Gl. 13 ab, so erhält man im Hinblick auf Gl. 10

$$(15) \begin{cases} \frac{EJ_{n-1,n} \cos \alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}} [2(\varphi_n - \bar{\varphi}_n) + (\bar{\varphi}_{n-1} - \varphi_{n-1})] \\ + \frac{EJ_{n,n+1} \cos \alpha_{n,n+1}}{l_{n,n+1}} [2(\bar{\varphi}_n - \varphi_n) + (\varphi_{n+1} - \bar{\varphi}_{n+1})] \\ = \frac{EJ_n}{h_n} (\varphi_n - \bar{\varphi}_n). \end{cases}$$

Es lassen sich ebenso viele Gleichungen von der Form (15) aufstellen, als Pfosten vorhanden sind; setzt man

$$(16) \quad \mathcal{J} \varphi_i = \bar{\varphi}_i - \varphi_i,$$

so erhält man  $(n+1)$  Gleichungen für die  $(n+1)$  Werte  $\mathcal{J} \varphi_i$ , so daß man diese bestimmen kann.

Bringt man das rechte Glied der Gl. 15 auf die linke Seite, so sieht man ohne weiteres, daß man ein homogenes Gleichungssystem erhält, dessen triviale Lösung bekanntlich Null ist.

Es sind daher alle

$$(11) \quad \begin{cases} \mathcal{J} \varphi_i = 0, \text{ oder alle} \\ \varphi_i = \bar{\varphi}_i, \end{cases}$$

was zu beweisen war.

Die Richtigkeit dieser Ableitung ist unter den gemachten Voraussetzungen übrigens ohne weiteres einzusehen und wird auch durch die Ergebnisse der weiteren Ableitungen erhärtet.

8. Aus Gl. 9 u. 9a folgt nun:

$$(17) \quad \begin{cases} M'_n = 6 EJ_n \frac{\delta_n - \varphi_n h_n}{h_n^2} = -M''_n = -\frac{H'_n h_n}{2} \\ M'_n = -M''_n = -\frac{H'_n h_n}{2}, \end{cases}$$

ferner ist:

$$(18) \quad \varphi_n = \frac{\delta_n}{h_n} + \frac{M'_n h_n}{6 EJ_n} = \bar{\varphi}_n.$$

Da alle  $M'_n = -M''_n$  sind, folgt auch, daß alle

$$(19) \quad \begin{cases} \frac{M'_{ik}}{M'_{ik}} = \frac{M'_{ik}}{M'_{ik}} \\ \frac{M''_{ik}}{M''_{ik}} = \frac{M''_{ik}}{M''_{ik}} \end{cases}$$

sind.

9. Durch Addition der beiden Gl. 2 erhält man im Hinblick auf Gl. 4:

$$(20) \quad M'_{n-1,n} + M''_{n-1,n} = 2 \frac{EJ_{n-1,n} \cos \alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}} (-\varphi_n + \varphi_{n-1}).$$

Aus Gl. 17 ergibt sich:

$$H'_n h_n^3 = 12 EJ_n (\delta_n - \varphi_n h_n);$$

woraus

$$(21) \quad -\varphi_n = \frac{H'_n h_n^2}{12 EJ_n} - \frac{\delta_n}{h_n}.$$

Bezeichnet man mit „ $\mathfrak{M}$ “ die von den äußeren Kräften herrührenden Momente, mit „ $\mathfrak{S}$ “ die wagerechten Komponenten der Gurtlängskräfte, so gelten folgende Gleichgewichtsbedingungen:

$$(22) \quad \begin{cases} M'_{n-1,n} + \bar{M}'_{n-1,n} + \mathfrak{S}'_{n-1,n} h_{n-1} = \mathfrak{M}''_{n-1} \\ M''_{n-1,n} + \bar{M}''_{n-1,n} + \mathfrak{S}''_{n-1,n} h_n = \mathfrak{M}''_n \\ M'_{n,n+1} + \bar{M}'_{n,n+1} + \mathfrak{S}'_{n,n+1} h_n = \mathfrak{M}''_n \\ \dots \end{cases}$$

Der Index „ $u$ “ bei  $\mathfrak{M}$  bedeutet, daß die Momente auf die unteren Knotenpunkte bezogen sind.

Hieraus folgt

$$(M'_{n,n+1} - M''_{n-1,n}) + (\bar{M}'_{n,n+1} - \bar{M}''_{n-1,n}) + (\mathfrak{S}'_{n,n+1} - \mathfrak{S}''_{n-1,n}) h_n = 0,$$

oder gemäß Gl. 5 u. 6

$$-M'_n + M''_n + (\mathfrak{S}'_{n,n+1} - \mathfrak{S}''_{n-1,n}) h_n = 0,$$

woraus, da

$$-M'_n + M''_n - H'_n h_n = 0 \quad (\text{Gl. 7})$$

$$(23) \quad \begin{cases} \mathfrak{S}'_{n,n+1} - \mathfrak{S}''_{n-1,n} = -H'_n \\ \mathfrak{S}'_{n,n+1} = -H'_n + \mathfrak{S}'_{n-1,n}. \end{cases}$$

10. Die Gl. 22 können wegen der Beziehungen 19 auch so geschrieben werden:

$$2 M'_{n-1,n} + \mathfrak{S}'_{n-1,n} h_{n-1} = \mathfrak{M}''_{n-1}$$

$$2 M''_{n-1,n} + \mathfrak{S}''_{n-1,n} h_n = \mathfrak{M}''_n,$$

woraus sich ergibt

$$(24) \quad 2(M'_{n-1,n} + M''_{n-1,n}) = \mathfrak{M}''_n + \mathfrak{M}''_{n-1} - \mathfrak{S}'_{n-1} (h_n + h_{n-1}).$$

Nun ist aber laut Gl. 20 u. 21

$$(25) \quad \begin{cases} 2(M'_{n-1,n} + M''_{n-1,n}) = 4 \frac{EJ_{n-1,n} \cos \alpha_{n-1,n}}{l_{n-1,n}} \\ \left( \frac{H'_n h_n^2}{12 EJ_n} - \frac{\delta_n}{h_n} - \frac{H'_{n-1} h_{n-1}^2}{12 EJ_{n-1}} + \frac{\delta_{n-1}}{h_{n-1}} \right). \end{cases}$$

Setzt man nun die rechten Seiten der beiden Gl. 24 u. 25 einander gleich, so gelangt man zu einer Gleichung, die bloß die „ $\mathfrak{S}$ “-Werte und bekannte Größen enthält.

Zur Vereinfachung der Schreibweise werden noch eingeführt die Bezeichnungen

$$(26) \left\{ \begin{aligned} J_{ik} &= J_0 i_{ik} \\ \frac{l_{ik}}{i_{ik} \cos \alpha_{ik}} &= l_{ik}^0 \\ \frac{h_k}{i_k} &= h_k^0. \end{aligned} \right.$$

Die neue Gleichung lautet demnach:

$$(27) \left\{ \begin{aligned} \mathfrak{M}_n'' + \mathfrak{M}_{n-1}'' - \mathfrak{S}'_{n-1,n} (h_n + h_{n-1}) \\ = \frac{4 E J_0}{l_{n-1,n}^0} \left( -\frac{\delta_n}{h_n} + \frac{\delta_{n-1}}{h_{n-1}} \right) + \frac{1}{3} H_n' \frac{h_n h_n^0}{l_{n-1,n}^0} \\ - \frac{1}{3} H_{n-1}' \frac{h_{n-1} h_{n-1}^0}{l_{n-1,n}^0}. \end{aligned} \right.$$

Bei  $n$  Feldern bekommt man  $n$  derartige Gleichungen, wogegen  $(n + 1)$   $H$ -Werte zu ermitteln sind.

Gemäß Gl. 23 besteht die Bezeichnung

$$(28) \quad \mathfrak{S}' = -H'_i + \mathfrak{S}'_{i-1,i}.$$

Demnach läßt sich der  $(n + 1)$ te  $H$ -Wert berechnen, und das Problem ist in der allgemeinsten Form gelöst, sobald die Größen „ $\delta$ “ bekannt sind.

11. Hierzu ist folgendes zu bemerken:

Will man ungleichmäßige Temperaturänderungen berücksichtigen, so lassen sich die einzelnen „ $\delta$ “ ohne weiteres angeben und deren Einfluß berücksichtigen.

Vernachlässigt man den Einfluß der Normalkräfte auf die Formänderungen, so sind bei symmetrischer Lastanordnung und symmetrischem Tragwerk alle Werte

$$(29) \quad \delta = 0;$$

für den Fall beliebiger Kräfte sind alle  $\delta$  gleich.

$$(30) \quad \delta_i = \delta, \text{ für alle Werte von } i = 1 \dots n.$$

Es ist daher ein einziger Wert  $\delta$  zu bestimmen. Hierzu bietet die Gleichgewichtsbedingung im wagerechten Sinne die Handhabe, da

$$(31) \quad \sum_1^n H'_i = \sum_1^n P_h$$

sein muß, aus welcher Bedingung sich das  $\delta$  berechnen läßt, das die einzige weitere Unbekannte im Gleichungssystem ist.

Es geht aus diesen Darlegungen auch hervor, daß es keine Schwierigkeiten bietet, die Längenänderung der Stabteile nach Durchführung der ersten Berechnung zu berücksichtigen und die Verbesserungsbeträge der einzelnen Wirkungsgrößen aus dem Gleichungssystem zu ermitteln, sobald die  $H$ -Werte aus der ersten Berechnung bekannt sind.

Man kann aber auch unmittelbar alle Einflüsse berücksichtigen, indem man entweder die „ $\delta$ “ mit ihren Werten einsetzt, falls sie von Temperaturänderungen einzelner Stabteile oder des ganzen Obergurtes herrühren, oder sie als Funktionen von  $H_i$  bzw.  $\mathfrak{S}'_{i-1,i}$  ausdrückt, es hat dies nur zur Folge, daß die Beiwerte der „ $H$ “ umfangreicher und die Darstellung der Gleichung unübersichtlicher wird.

12. Aus diesen Darlegungen geht hervor, daß hiermit ein für den allgemeinsten Fall gültiges Gleichungssystem gefunden worden ist. Die Gültigkeit ist an folgende Annahmen, die in den meisten praktischen Fällen ohne weiteres berechtigt sind und somit keine Einschränkung bedeuten, gebunden, nämlich an folgende Bedingungen:

1. Lastangriff nur in den Knoten.
2.  $J_{i,i+1} \cos \alpha_{i,i+1} = J_{i,i+1} \cos \alpha_{i,i+1}$ .
3. Vernachlässigung der Wirkung der Normalkräfte auf die Verformung.

Wie im Falle des Nichtzutreffens der Annahmen 1 u. 3 vorzugehen ist, wurde bereits erwähnt, und es erübrigt sich nur noch anzudeuten, welchen Weg man einschlagen muß, falls die Bedingung 2 nicht besteht.

Wenn die Trägheitsmomente der beiden Gurtungen nicht nahezu gleich sind, darf man näherungsweise annehmen, daß sich die Biegemomente wie die Trägheitsmomente der Gurtungen verhalten, was allerdings nur bei starren Pfosten ( $J_i = \infty$ ) streng richtig ist. Es entsteht dann eine ganz ähnliche Gleichungsgruppe.

Falls wagerechte Kräfte angreifen, sind natürlich die Gurtkräfte in einem Felde oben und unten verschieden, und es gilt für jedes Feld die folgende Beziehung

$$(32) \quad \sum_0^i P_h + \mathfrak{S}'_{i-1,i} + \mathfrak{S}''_{i-1,i} = 0.$$

Hieraus können die Untergurtkräfte ermittelt werden.

13. Die allgemeine Gl. 27 lautet also in anderer Schreibweise:

$$(1) \left\{ \begin{aligned} \frac{\mathfrak{M}_i'' + \mathfrak{M}_{i-1}'' - \mathfrak{S}'_{i-1,i} (h_{i-1} + h_i)}{l_{i-1,i}^0} &= 4 \frac{E J_0}{l_{i-1,i}^0} \left( \frac{\delta_{i-1}}{h_{i-1}} - \frac{\delta_i}{h_i} \right) \\ &+ \frac{1}{3} H'_i \frac{h_i h_i^0}{l_{i-1,i}^0} - \frac{1}{3} H'_{i-1} \frac{h_{i-1} h_{i-1}^0}{l_{i-1,i}^0}. \end{aligned} \right.$$

Wenn man alle  $\delta$  gleich annimmt, so lautet Gl. I für das erste Feld:

$$(33) \left\{ \begin{aligned} \mathfrak{M}_0'' + \mathfrak{M}_1'' - \mathfrak{S}'_{01} (h_0 + h_1) &= 4 E J_0 \frac{\delta}{l_{01}^0} \left( \frac{1}{h_0} - \frac{1}{h_1} \right) \\ &+ \frac{1}{3} H'_1 h_1 \frac{h_1^0}{l_{01}^0} - \frac{1}{3} H'_0 h_0 \frac{h_0^0}{l_{01}^0}. \end{aligned} \right.$$

In anderer Schreibweise

$$(34) \left\{ \begin{aligned} H'_0 (h_0 + h_1) + \frac{1}{3} H'_0 h_0 \frac{h_0^0}{l_{01}^0} - \frac{1}{3} H'_1 h_1 \frac{h_1^0}{l_{01}^0} \\ = -(\mathfrak{M}_0'' + \mathfrak{M}_1'') + 4 E J_0 \frac{\delta}{l_{01}^0} \left( \frac{1}{h_0} - \frac{1}{h_1} \right), \\ (H'_0 + H'_1) (h_1 + h_2) + \frac{1}{3} H'_1 h_1 \frac{h_1^0}{l_{12}^0} - \frac{1}{3} H'_2 h_2 \frac{h_2^0}{l_{12}^0} \\ = -(\mathfrak{M}_1'' + \mathfrak{M}_2'') + 4 E J_0 \frac{\delta}{l_{12}^0} \left( \frac{1}{h_1} - \frac{1}{h_2} \right). \end{aligned} \right.$$

Mit Hilfe der Gleichungsgruppe 34 läßt sich jedes Pfostenfachwerk mit gebrochenen Gurtlinien für jeden beliebigen Lastangriff berechnen. Wie noch anderen Einflüssen Rechnung getragen werden kann, wurde bereits erwähnt.

Es geht aus der Herleitung der Formeln auch hervor, daß damit unter Einhaltung der als bekannt anzunehmenden Vorgänge auch statisch unbestimmt gelagerte Pfostenfachwerke und zusammengesetzte Fachwerke, wie Pfostenfachwerkträger in Bogenform mit Zugband, oder Stabbogen mit einem Vierendeelbalken als Streckträger u. dergl. mehr, berechnet werden können.

14. Wenn nur lotrechte Kräfte auftreten, darf man  $\delta = 0$  setzen, was streng genommen nur im Falle symmetrischer Lastenordnung zulässig ist, jedoch in den Gleichungen von Vierendeel von vornherein geschieht, wie aus der Übereinstimmung der hier abgeleiteten Beziehungen für den Sonderfall eines Tragwerkes mit parallelen Gurtungen mit den von Vierendeel abgeleiteten Formeln hervorgeht.

Sobald die Werte  $H_i$  bekannt sind, lassen sich die Größen  $M'_i$  und  $M''_i$ , sowie die  $M'_{i-1,i}$  und  $M''_{i-1,i}$  ohne weiteres aus den angegebenen Gleichungen ermitteln (Gl. 17 u. 22), schließlich alle Längs-, Querkräfte und Biegemomente feststellen.

15. Wesentliche Vereinfachungen ergeben sich für den Fall, daß alle Trägheitsmomente gleich sind.

Aus Gl. I bzw. 34 geht hervor, daß die Balkenquerschnitte bekannt sein müssen. Diese Bedingung ist rein theoretisch und gilt für alle statisch unbestimmten Tragwerke. Es wird sich zeigen, daß man die Berechnung auch ohne genaue Kenntnis der Querschnitte durchführen kann, da im wesentlichen nur das Verhältnis der Trägheitsmomente von Einfluß ist.

### III. Träger mit parallelen Gurtungen.

16. Für die Ermittlung des Kräftespieles soll angenommen werden, daß das Trägheitsmoment aller Stabteile gleich ist.

Hiermit wird kein praktisch wesentlicher Fehler begangen. Nimmt man noch gleiche Feldweiten an, so ergeben sich bedeutende Vereinfachungen.

Für den Fall lotrechter Belastung ist außerdem  $H'_i = H''_i = H_i$ ; ferner  $\mathfrak{M}''_i = \mathfrak{M}'_i = \mathfrak{M}_i$ ; schließlich wird  $\delta = 0$  gesetzt.

In den Gl. 34 entfallen dann alle auf die Verschiedenheit der Trägheitsmomente und Feldweiten Bezug nehmenden Bezeichnungen, und die Gleichungen lauten somit:

$$(35) \left\{ \begin{aligned} H_0 2h + \frac{1}{3} H_0 \frac{h^2}{l} - \frac{1}{3} H_1 \frac{h^2}{l} &= -(\mathfrak{M}_0 + \mathfrak{M}_1) \\ (H_0 + H_1) 2h + \frac{1}{3} H_1 \frac{h^2}{l} - \frac{1}{3} H_2 \frac{h^2}{l} &= -(\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_2) \\ \dots \dots \dots \end{aligned} \right.$$

In anderer Schreibweise:

$$(36) \left\{ \begin{array}{l} H_0(6l+h) - H_1 h = -3 \frac{l}{h} 2 \mathfrak{M}_{01} \\ \left( \sum_0^1 H_i \right) 6l + H_1 h - H_2 h = -3 \frac{l}{h} 2 \mathfrak{M}_{12} \\ \dots \\ \left( \sum_0^{n-1} H_i \right) 6l + H_{n-1} h - H_n h = -3 \frac{l}{h} 2 \mathfrak{M}_{n-1,n} \end{array} \right.$$

hierbei ist  $\mathfrak{M}_{i-1,i} = \frac{\mathfrak{M}_{i-1} + \mathfrak{M}_i}{2}$  gesetzt worden.

Diese Gleichungen lassen sich auch so darstellen:

$$(II) \left\{ \begin{array}{l} H_1 = H_0 + 6 H_0 \frac{l}{h} + 6 \frac{l}{h^2} \mathfrak{M}_{01} \\ H_2 = H_1 + 6 \frac{l}{h} \sum_0^1 H_i + 6 \frac{l}{h^2} \mathfrak{M}_{12} \\ \dots \\ H_n = H_{n-1} + 6 \frac{l}{h} \sum_0^{n-1} H_i + 6 \frac{l}{h^2} \mathfrak{M}_{n-1,n} \end{array} \right.$$

Die letzte der Gl. II hat die von Vierendeel angegebene Form.<sup>2)</sup>

Man sieht also die vollständige Übereinstimmung der obenstehenden Herleitungen für den Fall paralleler Gurtungen.

17. Beispiele für diesen Sonderfall erübrigen sich, da die vollständige Übereinstimmung der Formeln II mit den Gleichungen von Vierendeel bewiesen wurde.

**IV. Träger mit nicht parallelen Gurtungen.**

18. Für diese Träger gelten die allgemeinen Gl. 34 mit den bereits angegebenen Voraussetzungen.

Die genaue Theorie für Träger mit verschiedenen Trägheitsmomenten im Obergurt und Untergurt hat Vierendeel aufgestellt. Sie führt zu Formeln, die ziemlich weitläufig und ziffernmäßig langwierig zu berechnen sind.

In welcher Weise die vorliegende Annahme zu behandeln wäre, wurde bereits erwähnt. Vierendeel schlägt, um die Formeln zu vereinfachen, übrigens denselben Weg ein, indem er annimmt, daß die Biegemomente der Gurtungen sich wie deren Trägheitsmomente verhalten, eine Annahme, die für die beiden Grenzfälle sich mathematisch streng richtig erweist und für zwischenliegende Fälle für die gebräuchlichen Brücken- und Hochbaukonstruktionen praktisch zulässig ist. Vierendeel leitet für den Fall einer gebrochenen Obergurtlinie Formeln für die wagerechten Kräfte unter vereinfachenden Annahmen ab. (Schrift von W. Mertens, S. 24, Formel 16 u. 17.) Diese Formeln sind ähnlich denen für Parallelträger und gelten eigentlich nur für den Fall, daß das Trägheitsmoment des Obergurt verschwindet; sie sind aber laut Nachweis von Vierendeel auch zur Berechnung der Pfostenquerkräfte in den anderen Fällen geeignet.

Die Brauchbarkeit der hier abgeleiteten Formeln soll nun an zwei Beispielen gezeigt werden, die mit Anwendung der Formeln 34 durchgerechnet werden.

19. **Beispiel 1.** Parabelträger ohne Streben. Es soll das Kräftespiel für den Fall von gleichmäßiger Vollast ermittelt werden. Bekanntlich werden in diesem Fall die Pfosten auf Zug, der Obergurt auf Druck, der Untergurt auf Zug beansprucht.

Das gleiche Ergebnis müssen die Formeln liefern.

Der Träger ist in Abb. 4 dargestellt.

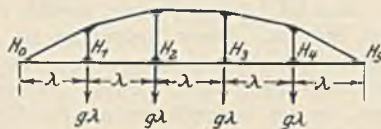


Abb. 4.

Wegen Symmetrie der Anordnung und Belastung ist

$$H_0 = -H_5, H_1 = -H_4, H_2 = -H_3.$$

Ferner ist, da bloß lotrechte Kräfte einwirken:

$$\mathfrak{M}_1'' = \mathfrak{M}_1^0 = \mathfrak{M}_2, \mathfrak{M}_1 = 2 g \lambda^2, \mathfrak{M}_2 = 3 g \lambda^2.$$

$J$  gleich für alle Stäbe.

Zur Vereinfachung der Zahlenrechnung wollen wir die Pfeilhöhe der Parabel mit  $\left(\frac{25}{8} \lambda\right) \frac{1}{10} = f$  annehmen. Es wird dann

$$\begin{aligned} h_1 &= 1 \cdot 4 \cdot 4 \cdot \frac{25}{8} \cdot \frac{1}{25} \cdot \frac{1}{6} \lambda = \frac{2}{6} \lambda, \\ h_2 &= 2 \cdot 3 \cdot 4 \cdot \frac{25}{8} \cdot \frac{1}{25} \cdot \frac{1}{6} \lambda = \frac{3}{6} \lambda, \\ h_n &= 0. \end{aligned}$$

<sup>2)</sup> Der Vierendeel-Träger. Seine Berechnung und Konstruktion, Deutsch von Dipl.-Ing. Wilhelm Mertens. Düsseldorf 1912. Seite 8, Gl. 9.

$$\left. \begin{aligned} H_0 \frac{2\lambda}{6} - \frac{1}{3} H_1 \frac{4}{36} \lambda &= -2 g \lambda^2 \\ (H_0 + H_1) \left( \frac{2}{6} + \frac{3}{6} \right) \lambda + \frac{1}{3} H_1 \frac{4}{36} \lambda - \frac{1}{3} H_2 \frac{9}{36} \lambda &= -(2 + 3) g \lambda^2 \\ (H_0 + H_1 + H_2) \left( \frac{3}{6} + \frac{3}{6} \right) \lambda + \frac{1}{3} H_2 \frac{9}{36} \lambda - \frac{1}{3} (-H_2) \frac{9}{36} \lambda &= -(3 + 3) g \lambda^2. \end{aligned} \right\}$$

Diese drei Gleichungen genügen zur Bestimmung aller  $H$ -Werte, da wegen Symmetrie bloß drei Unbekannte vorhanden sind.

$$\left. \begin{aligned} 12 H_0 - \frac{4}{3} H_1 &= -72 g \lambda \\ (H_0 + H_1) 30 + \frac{4}{3} H_1 - 3 H_2 &= -180 g \lambda \\ (H_0 + H_1 + H_2) 36 + 3 H_2 + 3 H_2 &= -216 g \lambda \end{aligned} \right\}$$

$H_0 = -6 g \lambda + \frac{H_1}{9}$ ; setzt man diese Beziehung in die zwei folgenden Gleichungen ein, so erhält man

$$H_1 = H_2 = 0, H_0 = -6 g \lambda.$$

Dieser Wert ist gleich dem wagerechten Schube eines Parabelbogens mit drei Gelenken

$$\delta = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{f} = \frac{25}{8} g \lambda^2 \cdot \frac{1}{25 \cdot \frac{1}{6} \lambda} = 6 g \lambda.$$

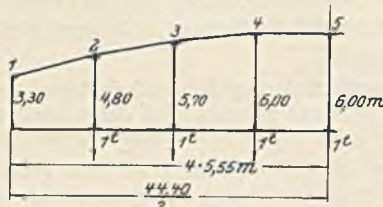


Abb. 5.

20. **Beispiel 2.** Halbparabelträger. Es soll der in Abbild. 5 dargestellte Träger berechnet werden. Dasselbe Beispiel ist in dem in Fußnote 2 erwähnten Werk S. 25 behandelt.

Beide Gurtungen haben denselben Querschnitt; die obere Gurtung ist einer Parabel eingeschrieben.

Für die einzelnen Knotenpunkte ist:

	$h$	$h^2$	$\mathfrak{M}$	$\frac{h^2}{l}$
1	3,30	10,89	0	1,961
2	4,80	23,04	19 425	4,154
3	5,70	32,49	33 300	5,854
4	6,00	36,00	41 625	6,493
5	6,00	36,00	44 400	6,493
	m	m <sup>2</sup>	mkg	m

Aus den Gl. 34 entstehen mit den Zahlenwerten folgende Beziehungen ( $\delta = 0$ )

$$\left. \begin{aligned} H_1(3,30 + 4,80) + 0,654 H_1 - 1,385 H_2 &= -19 425 \\ (H_1 + H_2)(4,80 + 5,70) + 1,385 H_2 - 1,951 H_3 &= -19 425 - 33 300 \\ (H_1 + H_2 + H_3)(5,70 + 6,00) + 1,951 H_3 - 2,164 H_4 &= -33 300 - 41 625 \\ (H_1 + H_2 + H_3 + H_4)(6,00 + 6,00) + 2,164 H_4 - 2,164 H_5 &= -41 625 - 44 400. \end{aligned} \right\}$$

Es durfte  $H_1' = H_1'' = H_1$  gesetzt werden, da bloß lotrechte Lasten vorhanden sind.

Wegen Symmetrie der Anordnung und der Belastung ist  $H_5 = 0$ , so daß bloß vier Gleichungen aufgestellt werden müssen.

$$\left. \begin{aligned} H_1 8,754 - H_2 1,385 &= -19 425 \\ H_1 10,50 + H_2 11,885 - 1,951 H_3 &= -52 725 \\ H_1 11,70 + H_2 11,70 + H_3 13,651 - H_4 2,164 &= -74 925 \\ H_1 12,00 + H_2 12,00 + H_3 12,00 + H_4 14,164 &= -86 025. \end{aligned} \right\}$$

Aus diesen Gleichungen ergibt sich:

$H_1 = -2586$ kg	Vierendeel erhielt $\pi_1 = 2769$ bzw. 2661
$H_2 = -2366$ "	$\pi_2 = 2143$ 2222
$H_3 = -1361$ "	$\pi_3 = 1305$ 1327
$H_4 = -725$ "	$\pi_4 = 700$ 705
$\Sigma H = 7029$ kg	6917 6914
	nach Gl. 16 17

Siehe W. Mertens a. a. O., S. 24 u. 25.

Es soll darauf hingewiesen werden, daß Vierendeel die beiden  $\pi$ -Reihen erhält aus Formeln, die für den Fall eines schlaffen Obergurts abgeleitet wurden, weil diese Annahme bei beliebigem Verhältnis der Trägheitsmomente noch brauchbare Ergebnisse für die  $\pi$ -Werte liefert. Der Wendepunkt auf jedem Pfosten ist natürlich den Verhältnissen entsprechend zu berechnen.

Die von mir berechneten Werte für die  $H$  sind mit Ausnahme des von  $H_1$  größer als die von Vierendeel angegebenen. Ebenso erhielt Vierendeel nach der genauen Theorie für die  $\pi$ -Werte eines Parallelträgers größere Werte als nach der Näherungsannahme — Annahme von Gelenken in den Pfostenköpfen — mit Ausnahme des Wertes von  $\pi_1$ .



21. Aus den Rechnungsbeispielen geht sowohl die Brauchbarkeit der abgeleiteten allgemeinen Formeln als auch die Einfachheit der Berechnung hervor. Es erscheint zulässig, auch für andere Verhältnisse der Tragheitsmomente die Formeln zur Berechnung der Pfostenquerkräfte zu verwenden — was auch Vierendeel als zulässig erklärt für seine mit anderen Annahmen abgeleiteten Formeln — und nur die Aufteilung der Biegemomente entsprechend den Tragheitsmomenten auf beide Gurten vorzunehmen.

Die weitere Durchrechnung der einzelnen Querschnitte bietet keine Schwierigkeiten, ebenso wenig die Ermittlung der Durchbiegung. Es ist auch ohne weiteres einzusehen, daß die Berechnung von zusammengesetzten Fachwerken, wie Bogen mit Zugband, Streckträger mit Stabbogen, Hängebrücken u. dergl. mehr keine großen rechnerischen Schwierigkeiten bietet und die Ableitung von Formeln für den wagerechten Schub derartiger Tragwerke, sobald man die Steifigkeit des Pfostenfachwerks ermittelt hat, nicht schwierig ist.

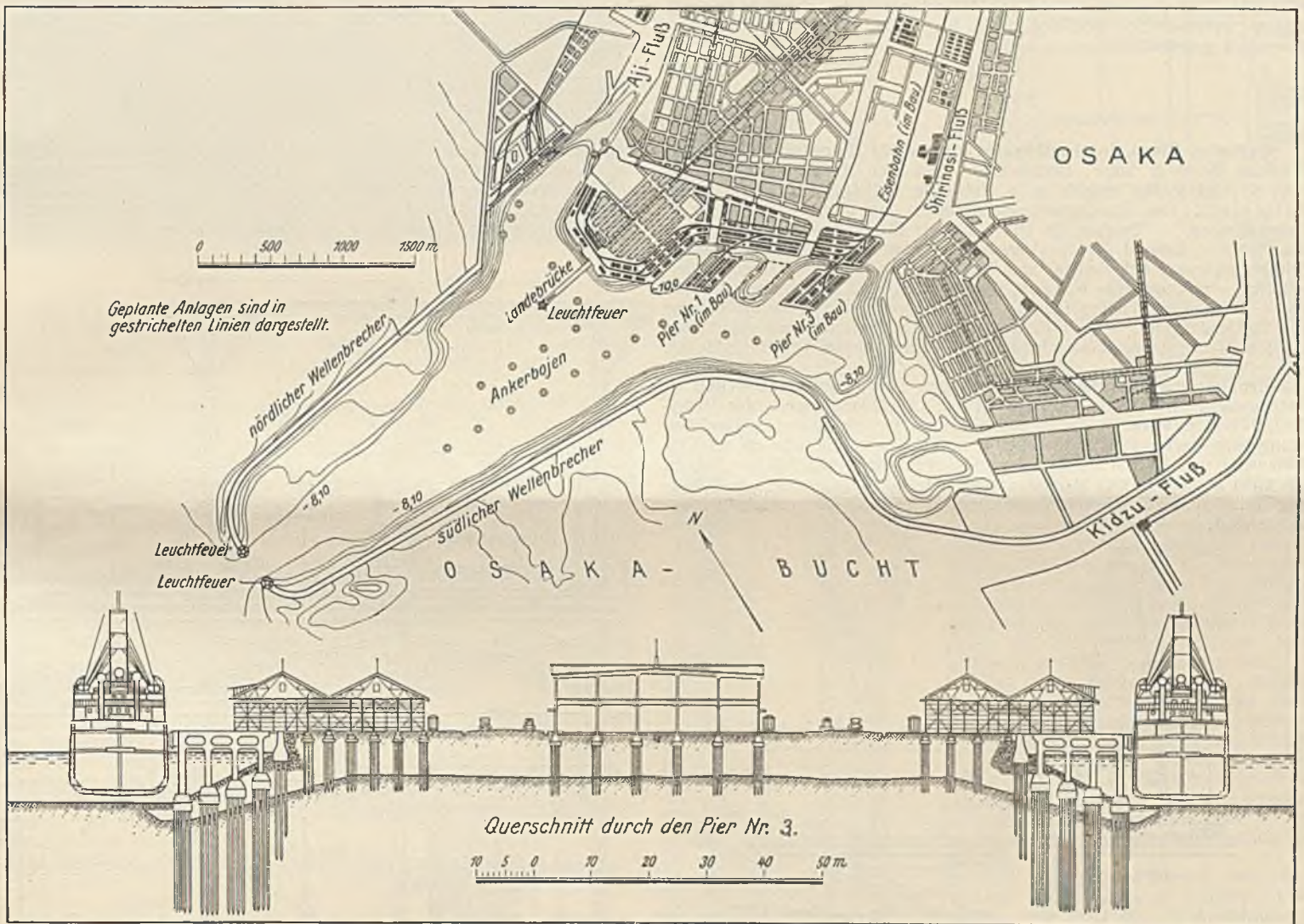
Alle Rechte vorbehalten.

### Der Hafen von Osaka.

Osaka, die zweitgrößte Stadt Japans, mit einer Bevölkerung von über 1 500 000 Menschen, liegt an der innersten Ecke der Osaka-Bucht, neben der Mündung des Flusses Yodo. Sie hat einen Umfang von etwa 34 km und bedeckt eine Fläche von etwa 73 km<sup>2</sup>. Sie ist von Kyoto, der früheren Hauptstadt des Landes, die 43 km in nordwestlicher Richtung entfernt ist, und von Kobe, das 26 km westlich von ihr gleichfalls an der Osaka-Bucht liegt und zu den führenden Seehäfen Japans gehört, leicht zu erreichen.

benutzt werden. Die Entfernung zwischen dem neuen Gelände am Außenhafen und der Hafeneinfahrt beträgt 3100 m. Die Hauptmaße <sup>1)</sup> sind folgende:

	Breite	Fläche
Außenhafen . . . . .	900 bis 1275 m	360 ha
Binnenhafen . . . . .	450 " 540 "	140 "
Mündung des Aji-Flusses . . . . .	216 " 360 "	16 "
Mündung des Shirinashi-Flusses . . . . .	126 " 144 "	13 "



Die Entwicklung der Stadt Osaka dürfte ihren Ursprung in dem Flusse Yodo haben, der mit zahlreichen Kanälen in der Stadt, die eine Länge von etwa 64 km haben, verbunden ist.

Obwohl Osaka die wichtigste Handels- und Industriestadt Japans ist, beschränkte sich ihr Handel bis zum Jahre 1868 fast ganz auf den Verkehr mit dem Inlande. Erst nach dem Abschluß von Handels- und Freundschaftsverträgen zwischen den hauptsächlichsten europäischen Ländern und Japan begann die Entwicklung zu der heutigen Blüte. Ein lange gehegter Wunsch, einen neuen Hafen mit ausreichender Ausstattung, um ihn zum Schifffahrtmittelpunkte des Ostens zu machen, zu erbauen, ist innerhalb von acht Jahren mit einem Kapitalaufwande von 22 570 400 Yen verwirklicht worden. Der Hafen zerfällt in zwei Teile, den Innen- und den Außenhafen. Der Außenhafen wird von einem südlichen und einem nördlichen Wellenbrecher umschlossen. Die Einfahrt zwischen den Köpfen der beiden Wellenbrecher hat 200 m Sohlenbreite. Der Binnenhafen wird durch einen Binnenhafendamm geschützt, der sich an den südlichen Wellenbrecher anschließt. Ungefähr 500 ha der gesamten umschlossenen Wasserfläche sollen aufgehöhht und zu Ansiedlungen für Handelszwecke

	Anzahl	Gesamtlänge	Fläche
Kaimauern . . . . .	4	1740 m	3500 ha
Eiserne Pieranlagen . . . . .	5	860 "	1600 "
Betonpieranlagen . . . . .	1	126 "	120 "

Eine Anzahl von Kanälen soll durch das aufgehöhhte Gelände hindurchgeführt werden. Die Bahnverbindung des Hafens wird durch zwei Linien erzielt, eine nördliche, die vom Hauptbahnhof der Stadt herkommt, und eine südliche, die in dem Bahnhof Imamiya an drei Lokalbahnen anschließt. Die Arbeiten wurden im Jahre 1897 durch die Stadt begonnen. Zu den Kosten trug der Staat durch einen Barzuschuß in Höhe von 4 680 000 Yen und durch Überweisung einer Fläche im Werte von 1 900 000 Yen bei. Im Jahre 1906 wurde ein weiterer Ausbau mit einem auf zehn Jahre verteilten Kostenbedarf von 2 200 000 Yen in Angriff genommen. Beträchtliche Kostensteigerungen auf dem Baustoff- und Arbeitsmarkt machten vom Jahre 1915 ab die Aufwendung weiterer 15 750 000 Yen erforderlich.

Abgesehen von den erwähnten Hauptbauwerken werden die erforderlichen Uferbefestigungen, Piers, Schuppen, Speicher, Böjen, Bagger usw. hergestellt oder beschafft. Dazu traten Schlepper, Wasserboote, Krane usw.

<sup>1)</sup> Siehe The Dock and Harbour Authority, 5. Jahrg., Heft 52, S. 99 u. f.

Der Hafen ist jetzt so weit ausgebaut, daß die aus der nachstehenden Tabelle ersichtliche Zahl von Schiffen gleichzeitig löschen oder laden kann.

Fahrzeuggröße	An Kaimauern	An Bojen	An Piers	Auf Ankerplätzen
über 10 000 t	8	8	—	—
7000 bis 10 000 t	—	7	—	—
etwa 5 000 t	—	—	8	—
etwa 3 000 t	—	3	1	80

Zugleich mit der Ausführung der Bauwerke wurden die erforderlichen Behörden usw. eingerichtet: das Hafenamts, das Zollamt, Werften, Post- und Telegraphenamts, Banken usw.

Die Ein- und Ausfuhr in dem Hafen hat von Jahr zu Jahr, besonders aber nach dem Weltkriege, zugenommen. Zahl und Tonnengehalt der angekommenen Fahrzeuge gehen aus der nebenstehenden Tabelle hervor.

Bemerkenswert ist, daß die Ausfuhr dem Gewicht nach nur etwa die Hälfte bis ein Drittel der Einfuhr ausmacht, während sie dem Werte nach stets etwas mehr beträgt, daß also der Hafen bei einem in den Jahren 1918 bis 1922 durchschnittlich 2,5 Milliarden Yen betragenden Gesamtumsatz während der Zeit von 1913 bis 1922 immer einen Ausfuhrüberschuß geliefert hat.

Jahr	Dampfer		Segelschiffe		Leichter	Insgesamt	
	Zahl	Tonnage	Zahl	Tonnage		Zahl	Tonnage
1913	9 495	6 003 406	54 040	1 580 209	52 625	116 160	8 636 115
1914	9 869	6 740 030	46 965	1 410 754	54 605	111 439	9 242 884
1915	10 461	7 134 423	44 232	1 395 505	60 374	115 067	9 737 408
1916	10 690	6 801 598	49 256	1 600 633	69 819	129 765	9 801 611
1917	10 525	6 531 750	62 507	1 802 270	62 221	135 253	9 578 440
1918	10 052	6 242 586	65 929	1 922 652	83 185	159 166	9 828 938
1919	10 657	7 205 075	68 051	2 091 875	72 983	151 691	10 751 610
1920	10 811	7 739 378	63 362	1 960 201	103 023	177 196	11 760 039
1921	10 854	9 341 000	68 653	1 981 684	91 197	170 704	13 147 242
1922	11 638	11 805 487	78 957	2 011 041	85 772	176 367	15 531 968

Dies Ergebnis ist bei dem außerordentlich geringen Hinterlande des Hafens sowie der teilweise nicht ganz glücklichen und daher in Bau und Betrieb teuren Anordnung der Hafenanlagen recht erstaunlich und liefert so ein Beispiel für den außerordentlichen Aufschwung, den Japan insbesondere nach dem Weltkriege genommen hat und den auch die Naturkatastrophen der letzten Jahre nur vorübergehend werden hemmen können. — dt.

Vermischtes.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. April erschienene Heft 8 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Herm. Kattentidt: Die Eisenbetonkonstruktionen des Hans-Sachs-Hauses in Gelsenkirchen. — Dr.-Ing. D. Pistriakoff: Eisenbetonbrückenbauten in der Türkei. — Eduard Thran: Vereinfachtes Verfahren zur Bemessung der Schubbewehrung bei Balken und Plattenbalken mit konstantem Querschnitt. — Bauingenieur Klagas: Bestimmung der Stützenkopfmomente von  $n-1$ -schiffigen Hallenbindern. — Dr. Haegermann: Über die Normen von Portlandzement. — Dr. Fritz Emperger: Senkbrunnen aus geramten Pfählen. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin.

**Erneuerung des eisernen Überbaues von Eisenbahnbrücken in Ostpreußen.** Im Winter 1924/25 hat das Lauchhammerwerk der Mitteldeutschen Stahlwerke A.-G. in Lauchhammer für die Reichsbahndirektion Königsberg sechs eiserne Brücken ausgewechselt, die alle die gleiche Stützweite von 20,8 m hatten; nur eine Brücke war um 200 mm länger. Bei allen sechs Brücken handelt es sich um die Erneuerung von Gitterträgerbrücken durch Blechträgerbrücken in St 48. Die einzelnen Bauwerke sind:

auf Verschiebebahnen aus- bzw. eingefahren wurden. Deutlich dargestellt ist dieser Montagevorgang in Abb. 1 bis 3. Die Rüstung war naturgemäß bei den verschiedenen Brücken auch verschieden. Bei einzelnen konnten die Gerüstböcke auf festes Land gestellt werden, bei anderen waren die Pfähle zu rammen. Nach dem Ausfahren der alten und Einfahren der

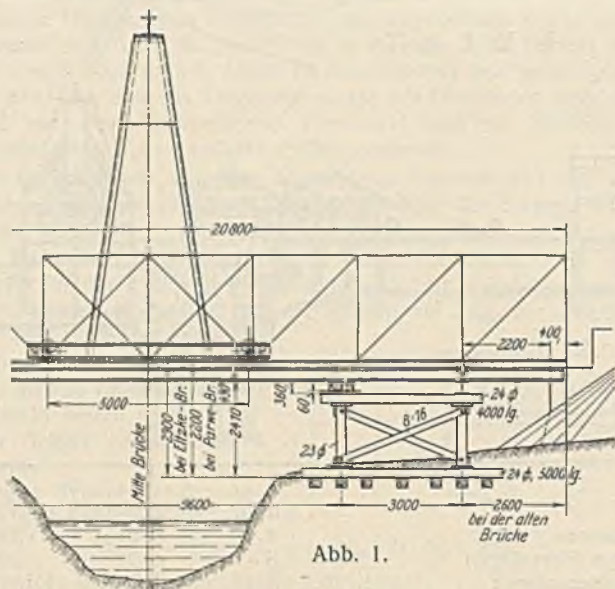


Abb. 1.

1. Brücke über die Beek in km 64,6 der Strecke Allenstein—Königsberg;
2. Brücke über die Parwe in km 82,97 der Strecke Königsberg—Tilsit;
3. Brücke über die Elske in km 3,36 der Strecke Gildenboden—Allenstein;
4. Brücke über die Weeske in km 5,84 der Strecke Gildenboden—Allenstein;
5. Brücke über die Passarge in km 85,64 der Strecke Gildenboden—Allenstein;
6. Brücke über den Tilsselefluß in km 4,228 der Strecke Tilsit—Stallupönen.

Die ersten fünf Brücken hatten ein Gewicht von je 39 t, die sechste Brücke ein solches von 41 t. Die erste Brücke, die dem Verkehr übergeben wurde, war die unter 3. genannte Elskebrücke.

Die Auswechslung der Überbauten geschah in der Weise, daß die neuen Brücken neben den alten montiert wurden und dann in einer Betriebspause mittels kleiner, eigens hierzu konstruierter Verschiebewagen

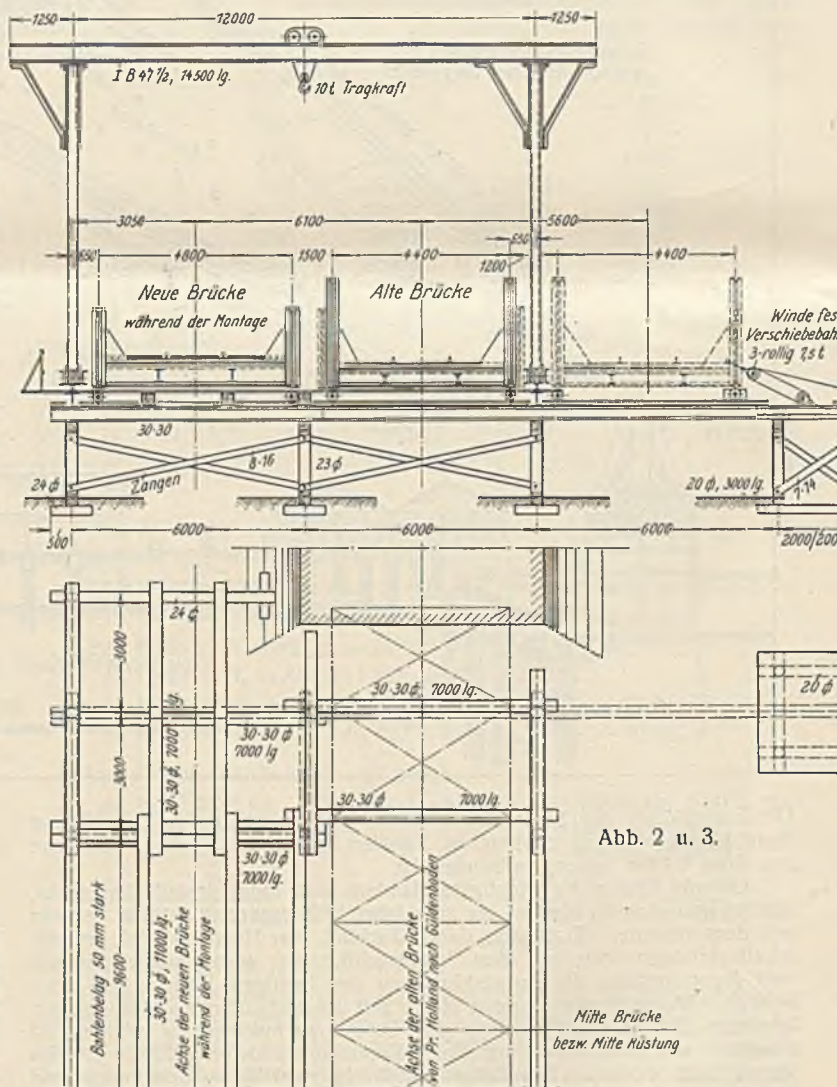


Abb. 2 u. 3.

neuen Überbauten wurden die alten zerschnitten und auf Eisenbahnwagen abgefahren. Der in Abb. 1 u. 2 dargestellte Portalkran diente nur zur Montage der Brücke und wurde vor dem Einfahren entfernt. Das Aus- und Einfahren der Brücken einschl. der Wiederherstellung der neuen Gleise, d. h. die völlige Inbetriebsetzung der neuen Brücken, dauerte 2 bis 2 1/2 Stunden.



Abb. 4.

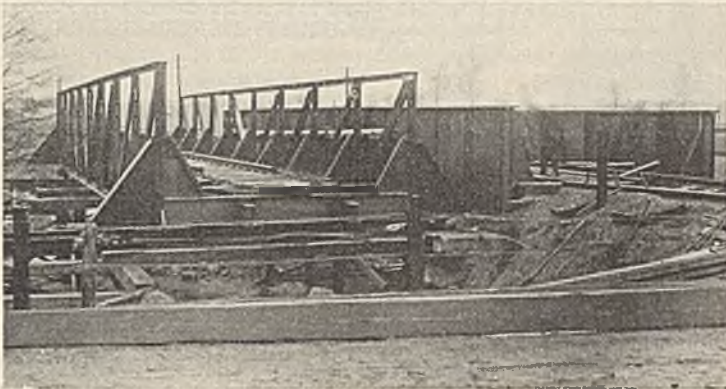


Abb. 5.

Abb. 4 u. 5 zeigen den Umbau der unter 1. genannten Beek-Brücke, und zwar stellt Abb. 4 den Zustand dar, wie die alte Brücke ausgefahren ist und die Stahlgußlager verlegt werden, während bei Abb. 5 die neue Brücke eingeschoben und die Strecke wieder betriebsfertig ist.

**Besondere Formen von Eisenbetonspundbohlen.** Die Besonderheit der Eisenbetonspundwand Ravier („Die Bautechnik“ 1926, Heft 41, S. 620) und der von der Grün & Bilfinger A.-G. in Tanga ausgeführten Wand („Die Bautechnik“ 1927, Heft 9, S. 115/116) besteht einmal darin, daß durch die T-förmige Gestalt der Spundbohlen und bei der Tangaer Bauweise auch noch durch die Zwischenschaltung von I-förmigen Pfählen ein höheres Widerstandsmoment der Wand erreicht wird, und zum anderen darin, daß nicht an Ort und Stelle, sondern in der Werkstatt sozusagen fabrikmäßig hergestellte Bauteile verwendet werden. Der letztere Vorteil kann für Arbeitsstellen, wo die nötige Zahl im Eisenbetonbau geschulter Arbeitskräfte nicht zu beschaffen ist, von großer Bedeutung sein. Er gab für Tanga den Ausschlag. Die sämtlichen Einzelteile — Pfähle, Wandplatten, Ankerstangen, Ankerkasten und Gelenkbolzen — sind in Deutschland hergestellt, über See befördert und in Tanga mit nur wenigen weißen, sonst schwarzen Arbeitskräften eingebaut worden. Spielt die Frage der Arbeitskräfte nicht die gleiche Rolle, so bietet die Verwendung fertiger Teile zwar immer noch Vorteile, es wird aber in jedem Falle geprüft werden müssen, ob sie wirklich wirtschaftlicher ist. Dabei ist zu beachten, daß der

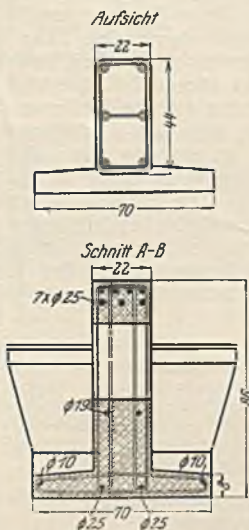
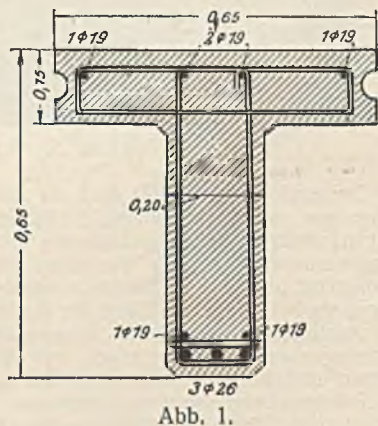


Abb. 3. Flügelpfahl der Ufermauer im Ertf-Hafen in Neuß.



Beton fertiger Bauteile, wenn er sechs Wochen alt ist, erheblich widerstandsfähiger gegen chemische Einflüsse ist als Beton, der diesen etwa schon in frischem Zustande ausgesetzt wird. Die verwickelt geformten Spundtafeln oder -pfähle werden sich aber nur bei sehr günstigen Bodenverhältnissen einigermaßen genau rammen lassen, auch das Einspülen wird sich — wenn auch der Boden geeignet ist — gerade wegen der unregelmäßigen Form nur durch eine sehr geübte Mannschaft mit genügender Genauigkeit durchführen lassen.

Bei dem in den Jahren 1917 und 1918 ausgeführten Bohlwerke der Kaiserlichen Werft in Danzig ist der in Abbild. 1 dargestellte T-förmige Bohlenquerschnitt verwendet worden<sup>1)</sup>. Der 20 cm starke Steg lag auf

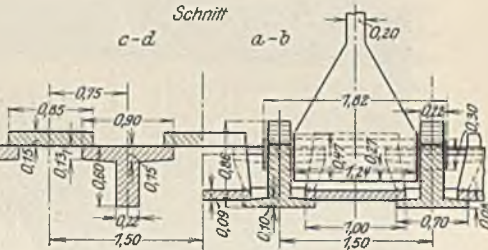
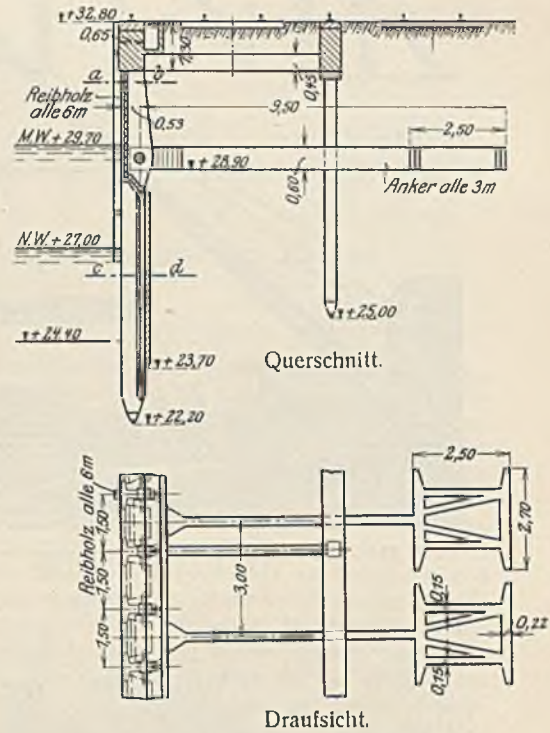


Abb. 2. Ufermauer im Ertf-Hafen in Neuß.

der Vorderseite der die Wand bildenden 15 cm starken Platte. Der Steg war ursprünglich 40 cm breiter ausgeführt worden, mußte aber schmaler genommen werden, weil die Pfähle sich nicht rammen ließen. Trotzdem ist es auch dann nur teilweise geglückt, die Bohlen so genau einzubringen, daß die Nuten in der beabsichtigten Weise durch mit Zementmörtel gefüllte Juteschläuche gedichtet werden konnten.

Der theoretisch durchaus richtige Gedanke, den ursprünglich in der Form der hölzernen Spundbohlen nachgebildeten Eisenbetonspundbohlen die Form höheren Widerstandes gegen Durchbiegung zu geben, stößt also auf die Schwierigkeit der Ausführung der Wand durch Rammen oder Einspülen. Meines Wissens ist der Danziger Versuch bisher nicht wiederholt worden.

Die Angaben in Heft 9 der „Bautechnik“ 1927 sind noch insofern zu ergänzen, daß älter als die Ausführung in Tanga eine ebenfalls von der Grün & Bilfinger A.-G. in den Jahren 1910/11 im Ertf-Hafen in Neuß ausgeführte 100 m lange Ufermauer ist. Auch hier sind wie bei der Tangaer Mauer alle Einzelteile in der Werkstatt hergestellt und dann zur Baustelle befördert worden. Abb. 2 gibt eine Übersichtszeichnung, Abb. 3 u. 4 zeigen den Flügelpfahl, Abb. 5 eine Ansicht des fertigen Bauwerks. Die Flügelpfähle sind in 1,50 m Abstand in den Kiesboden

<sup>1)</sup> Übersichts- und Einzelzeichnungen in der „Bautechnik“ 1925, Heft 22, S. 291, und Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau, 4. Aufl., Bd. 1, S. 156. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Hier auch gleiche Angaben über die Ufermauer in Tanga. Auch Abb. 3 ist dem letztgenannten Werke entnommen (S. 158, Abbild. 157).

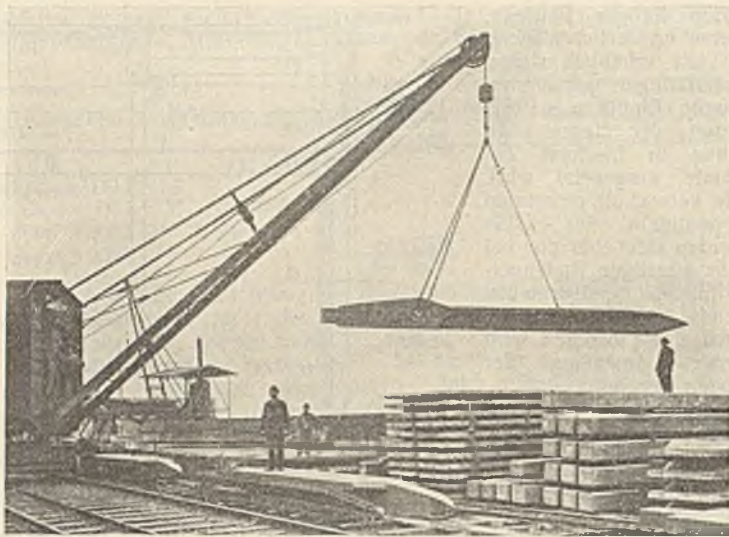


Abb. 4. Flügelpfahl der Ufermauer im Erft-Hafen in Neuß.

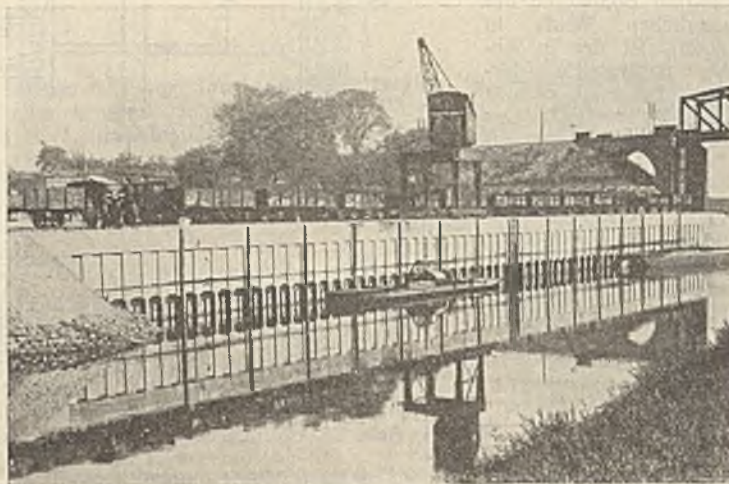


Abb. 5. Ansicht der Ufermauer im Erft-Hafen in Neuß.

2 m tief eingerammt worden. Sie sind  $22 \times 60$  cm stark und tragen im unteren Teile eine 0,90 m breite Platte auf der Rückseite, im oberen Teile eine 0,70 m breite Platte auf der Vorderseite. Die so im unteren Teile entstandenen 0,60 m breiten Zwischenräume zwischen den Flügelpfählen sind durch rechteckige,  $85 \times 15$  cm starke Platten überdeckt worden, die hinter den Pfählen 0,70 m tief eingerammt wurden. Im oberen Teile der Flügelpfähle wurden hinter ihre vorderen Platten 9 cm starke Platten von 1 m Breite gestellt. Diese Platten hatten unten einen Ansatz, der sich dem Übergangstück des Flügelpfahles anpaßte. Man sieht, daß der Pfahl außerordentlich verwickelt gestaltet ist. Die zwei Jahre später in Tanga ausgeführte Bauweise ist einfacher, womit aber nicht gesagt sein soll, daß sie leichter zu rammen war.

Dr.-Ing. Lohmeyer.

Die Eisenbetonbogenbrücke über den Oued Saf-Saf bei Philippeville in Algier. Die Zahl der großen Brücken Französisch-Nordafrikas ist durch die am 27. Oktober 1925 eröffnete Brücke über den Oued Saf-Saf im Zuge der Straße Philippeville nach Filfila um eine weitere vermehrt worden. Nach einer Mitteilung von Willm in „Génie Civil“ vom 10. Juli 1926 ist das Bauwerk eine Eisenbetonbogenbrücke über sieben gleiche Öffnungen von je 23,29 m Spannweite auf Betonpfeilern, hat eine Gesamtlänge von 171 m und eine Breite von 6,50 m, wovon 5 m auf die Fahrbahn und je 0,75 m auf die beiden Gehwege entfallen.

Nach Abb. 1 und 2 besteht — auf Grund eines im Jahre 1923 ausgeschrieben und von bekannten französischen Eisenbetonfirmen beschickten Wettbewerbes — das zur Ausführung bestimmte Tragwerk aus Paaren von parabolisch gekrümmten Fachwerkbogen mit parallelen Gurtungen sowie mit angehängter, als Zugband ausgebildeter Fahrbahn; sämtliche Bauglieder, einschließlich der Hängestangen, sind aus Eisen-

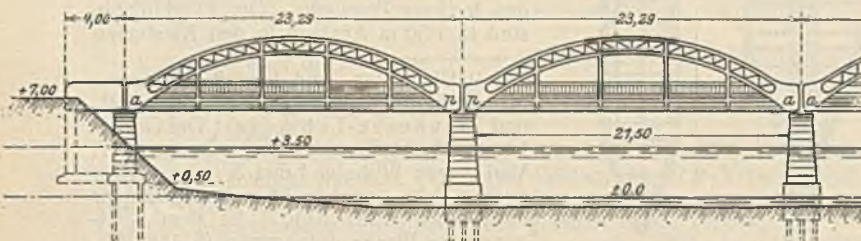


Abb. 1. Längenschnitt.

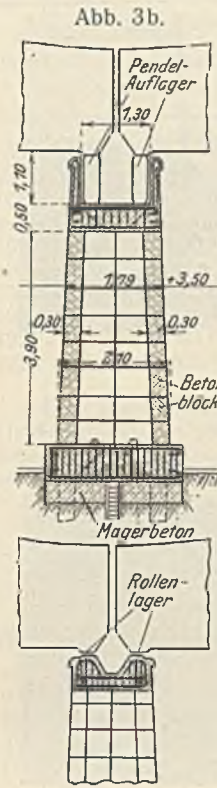


Abb. 3a. Querschnitt durch den Pfeiler.

Abb. 2. Bewehrung der Bogen und des Zugbandes am Auflager.

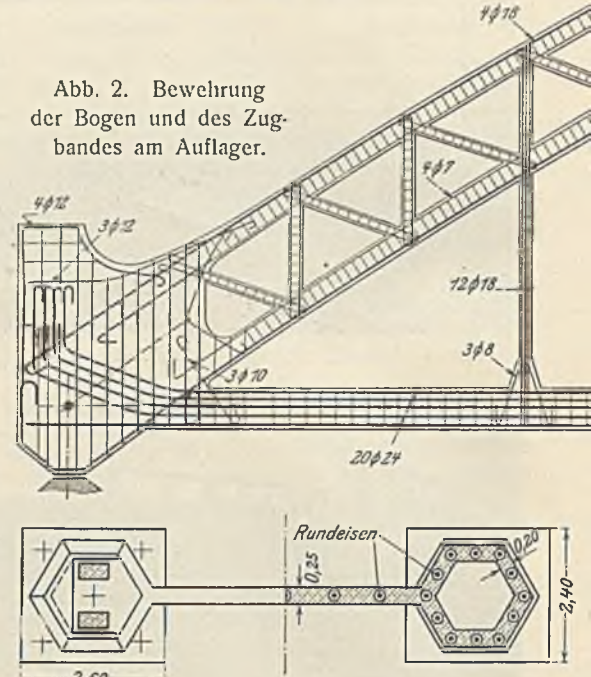


Abb. 4. Grundriß der Pfeiler.

beton. Nach Abb. 3 sind die einzelnen Bogen durch Bewegungsfugen getrennt und ruhen in der Weise auf den Pfeilern, daß die beiden benachbarten Enden zweier Bogen entweder auf Rollenlagern (Abb. 3a) oder auf 1,10 m hohen, gedungenen Pendelstützen (Abb. 3b) gelagert sind. Jeder Brückenüberbau stellt also einen Zweigelenkbogen mit Zugband dar und wurde nach dem Verfahren der elastischen Formänderungen unter besonderer Berücksichtigung der Längenänderung des Zugbandes berechnet. Auch die Pendelaufleger sind in Eisenbeton ausgeführt, bedürfen keinerlei Unterhaltung und laufen nicht wie gußeiserne Lager Gefahr, durch Verrostung im Laufe der Zeit teilweise oder völlig unbeweglich zu werden.

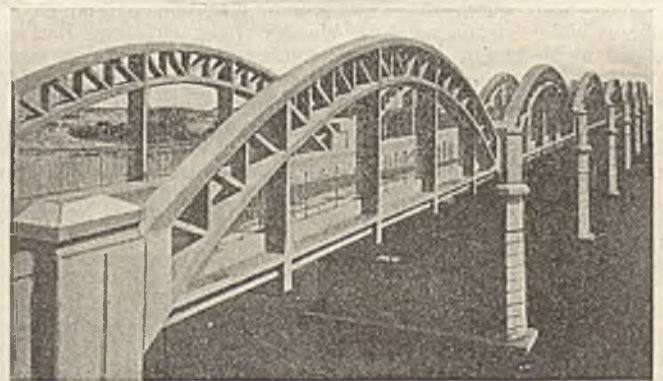


Abb. 5. Ansicht.

Die sechs Strompfeiler sind als Zwillingspfeiler ausgebildet und bestehen aus zwei sechseckigen Hohlsäulen aus Beton-Blockmauerwerk von 2,10 m größtem Außendurchmesser, miteinander durch eine Eisenbetonwand verbunden (Abb. 4). Sie ruhen auf einer im oberen Teil bewehrten Betonplatte und je fünf Eisenbetonpfählen. Im oberen Teil überträgt eine 50 cm starke Eisenbetonplatte die Auflagerlasten auf die Pfeilerwand. Die Ausbildung der äußeren Bogenenden ist aus Abb. 2, diejenige der Widerlager in den Hauptzügen aus Abb. 1 zu ersehen; sie ruhen auf Pfählen und sind so konstruiert, daß sie keinerlei Erddruck in Richtung der Brücken-Längsachse zu übertragen haben. Die Berechnung geschah nach den heute gültigen französischen Eisenbetonbestimmungen vom Jahre 1906, jedoch mit den für Straßenbrücken vorgeschriebenen Belastungsannahmen vom 8. Januar 1915, wobei als Höchstbeanspruchung das Gewicht einer Straßenwalze von 18 t mit 3,30 m Achsabstand in Rechnung gesetzt wurde.

**INHALT:** Die eiserne Hohlschwelle mit starrer Schlenkenbefestigung. — Statische Berechnung der Vierendeelträger. — Der Hafen von Osaka. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen. Internationales Organ für Betonbau. — Erneuerung des eisernen Überbaues von Eisenbahnbrücken in Ostpreußen. — Besondere Formen von Eisenbetonpundhöhlen. — Eisenbetonbogenbrücke über den Oued Saf-Saf bei Philippeville in Algier.

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