

Die Stahlkonstruktionen des Deutschen Hauses auf der Internationalen Ausstellung Paris 1937. Von Obering. A. Bungardt, Rheinhausen.

Alle Rechte vorbehalten

Anfang Oktober 1936 wurde von der Reichsbaudirektion Berlin der Auftrag auf die Ausführung des Deutschen Hauses auf der Internationalen Ausstellung Paris 1937 erteilt mit dem Hinweis, daß die gesamte Anlage Mitte April 1937 fertiggestellt sein müßte. Es bestanden nicht geringe Bedenken, den Auftrag unter dieser Bedingung zu übernehmen, weil die rechtzeitige Materialbeschaffung nicht sichergestellt werden konnte.

Die Ausführung des Gebäudes erfolgte nach den Plänen des Herrn Prof. Speer, Generalbauinspektor für Berlin (Bild 1 u. 2). Für den Inneren Ausbau des Hauses wurden die Unterlagen von Herrn Architekt Brinkmann geschaffen. Das Haus liegt in unmittelbarer Nähe des Eiffelturmes. Die zur Verfügung stehende kurze Zeit sowie der gesamte Aufbau des Hauses bedingten die Ausführung der Tragkonstruktion in Stahl. Im wesentlichen besteht die Anlage aus folgenden Bauteilen:

Decke unter der Halle und dem Turm, 1.

2. Halle,

3. Turm,

4. Freitreppe vor dem Turm.

Decke für Halle und Turm.

Das Gebäude ist über der Avenue de Tokio erbaut. Die Decke für die Halle sowie für den Turm liegt etwa 5 m über Straßenoberkante. Die Anordnung der Stahlkonstruktion der Decke ist aus Bild 3 u. 4 ersichtlich.

Die Ausführung der Decke ist folgende: Auf den in Abständen von 1,50 m angeordneten Deckenträgern aus I 38 ist eine 10 cm dicke stahlarmierte Bimsbetonplatte angeordnet, hierauf ein Ausgleichbeton von 1,5 cm

sowie eine Asphaltschicht von 1 cm, in welcher ein 2,4 cm dickes Eichenholz-

parkett verlegt wurde. Die spätere Wiederverwendung erforderte die Verlegung von Einzelplatten aus stahlarmiertem Bimsbeton. Die Längsträger wechseln in die Unterzüge ein. Diese Ausführung war durch die gegebene geringe Bauhöhe bedingt. Die Unterzüge sind in

der Achse der Rahmenbinder in 7,76 m Abstand angeordnet, die Stützweite beträgt 20 m. Die Lagerung der Unterzüge erfolgt auf Eisenbetonpfeilern. Die größte zu übertragende Auflagerlast beträgt 325 t. An den beiden Enden der Unterzüge wechseln ferner die Träger zur Aufnahme der Lasten der Längswände sowie die Träger für die Lagerung der unteren Gesimse ein (Bild 4).

In den Hallenfeldern 23 bis 28 ist eine Zwischendecke angeordnet. Die Ausbildung dieser Decke ist gleich der Hauptdecke der Halle. Weltere Einzelheiten über die Anordnung der Decke der Halle sind aus Bild 5 zu erschen. Die Nutzlast der Decke beträgt 500 kg/m².

Die Unterzüge zur Aufnahme der Deckenlast sowie der Lasten des Turmes sind unmittelbar un-

ter den Querwänden der Pfeiler des Turmes angeordnet. Auch bei dieser Decke erfolgte die Abdeckung in stahlarmierten Bims-

betonplatten. Der Fußboden wird hier jedoch aus 10 cm dicken Muschelkalksteinplatten gebildet (Bild 6). Die Auflagerung der Platten erfolgt auf IP 20, welche in die Unterzüge eingewechselt sind. Die Unterzüge haben 25,6 m Stützweite. Die Auflagerung derselben erfolgt auf Elsenbetonfundamenten. Der größte Auflagerdruck



Zu Bild 2.

beträgt 320 t. Die Stützweite dieser Unterzüge wurde dadurch bedingt, daß der unter dem Turm liegende Tunnel überbrückt werden mußte (Bild 7) und eine Belastung der Decke und der Wände des Tunnels nicht zugelassen wurde. Ferner mußten die parallel der Straße liegenden vorhandenen Kanäle und Leitungen berücksichtigt werden. Der Querschnitt der Hauptunterzüge ist in Bild 6 angegeben. Die Beförderungs-

210.		1	 		 			-						 	
		H												-	
	0	E E					and a								語語
ŢŢ	Ŧ					m	1.000	2.000	Sec. 1						
	出出	H-I	-	-		E	短星山		H	H	THE REAL	盘	िर्देश	 E	

Bild 1. Modellaufnahme.

Bild 2. Längsansicht und vordere Turmansicht.



Halle.

Die Anordnung der Stahlkonstruktion der Halle ist in den Bildern 3, 5 und 8 dargestellt. Die Halle hat etwa 140 m Länge und eine Breite von Außenkante Wand zu Außenkante Wand von etwa 22 m. Die Höhe bis Dachoberkante beträgt 20 m.

Die Rahmenbinder (Zweigelenkrahmen) sind in 7,76 m Abstand angeordnet. Die Gurte dieser Binder werden aus I 50 gebildet. Diese wurden in den stärker beanspruchten Stäben durch Platten verstärkt. Die Pfosten und Riegel wurden fertig in der Werkstatt vernietet. Die Verbindung der Stäbe in den Rahmenecken erfolgte auf der Baustelle mit Paßschrauben.

Bei der Wahl der Querschnitte mußte die kurze Lieferzeit beachtet werden. Gewählt wurden daher Querschnitte, welche in kürzester Zeit zu beschaffen



Bild 3. Querschnitt durch die Halle zwischen (9) und (10), Decke über der Avenue de Tokio.



waren. In den Obergurt des Riegels wechseln die Deckenträger des Daches ein. Das Dach bildet gleichzeitig die Decke des Dachgartens.

Die Ausbildung der Decke ist folgende: Die Deckenträger sind in 1,4 m Abstand angeordnet. Auf diesen sind 11 cm dicke Bimsbetonplatten verlegt, hierauf eine Isolierung und ein Schutzbeton von 5 cm Dicke zur Aufnahme der 3 cm dicken Muschelkalksteinplatten (Bild 9). Die Nutz-last der Decke beträgt 500 kg/m². Bei der Ausbildung wurde für einwandfreie Entwässerung des Daches Sorge getragen. Der gesamte Aufbau bedingte, daß die Rinnen und Abfallrohre im Innern der Halle verlegt wurden (Bild 9).

Belichtung der Halle ist in den Feldern 12 bis 23 ein Oberlicht mit kittloser Verglasung auf Wemasprossen angeordnet. Der Abschluß der Entwässerung des Oberlichtes gegen den Dachgarten ist aus Bild 10 zu ersehen. Unter dem Oberlicht befindet sich im Innern der Halle eine Staubdecke (Bild 8). Das Gerippe dieser Decke ist aus Holz hergestellt. Eine Rabitzdecke schließt den übrigen Teil der Halle gegen das Dach ab. Die Ausbildung des Gesimses sowie der Attika der Halle sind aus Bild 9 zu ersehen. Die Attika bildet gleichzeitig die Brüstung des Dachgartens. Die Verkleidung des Gesimses erfolgte durch einzelne Steinplatten, welche an einer besonderen Stahl-

Zur 1a Heraklith Putz

Fisenbetonfundament Bild 4. Ausbildung der Hallendecke über der Avenue de Tokio.

52

42

78-7766,67 - 739800

durch die

Längsschnitt

in'

Bild

konstruktion befestigt wurden.

Die Längswände der Halle sind als Doppelwände mit einem Luftraum ausgebildet. Zwischen den äußeren Stielen der Rahmenpfosten sind Riegel aus ⊑ W 30-Profilen angeordnet. Auf diesen Trägern sind die Stiele aus Holz angeordnet, auf welchen die Holzschalung der Innen- und Außenwand befestigt ist. Auf der Holzschalung ist ein Staußziegelgewebe

Autheton

5-650-22

Blid 6. Unterzüge zur Aufnahme der Turmlasten und Deckenausbildung.

befestigt, welches den Putz trägt. Ebenso sind die Pfosten der Rahmen im Innern der Halle verkleidet. In dem Raum zwischen der äußeren und inneren Wand sind die Lüftungen, Leitungen, Entwässerungen usw. untergebracht.

Natursteinplatten

Die Endfelder der Längswände der Halle sind außen mit Muschelkalksteinplatten verkleidet. Die Befestigung der Platten erfolgte an einem besonderen Stahlgerippe, welches mit der Tragkonstruktion verbunden ist. Auch die Giebelwand in Reihe 28 hat außen eine Verkleidung aus Muschelkalksteinplatten erhalten. Die Befestigung der Platten erfolgte in der gleichen Weise wie bei den Platten für die Verkleidung der Längswände (Bild 11). Im Endfeld der Halle (Reihe 27) ist ein Stahlgerippe eingebaut zum Einbau von Fenstern, welche künstlich beleuchtet werden.

Ferner befinden sich im Endfeld 26—27 der Halle zwei vollständig von der Halle abgeschlossene Treppenhäuser. Die Stahlkonstruktion dieser Treppenhäuser ist für sich standsicher und ruht auf besonderen Unterzügen. Die Wangen der Treppen sind aus abgekanteten Breitstählen gebildet, und die Stufen wurden aus abgekanteten Blechen hergestellt. Die Stufen erhalten eine Holzabdeckung. Die übrigen Konstruktionen der Treppenhäuser sind mit einem Rabitzputz verkleidet. Das Geländer ist aus zusammengeschweißten Quadratstählen hergestellt.

In der Reihe 9 ist. zum Abschluß der Halle von dem Turm eine Trennwand errichtet, in welcher große Eingangstüren angeordnet sind. Das Skelett dieser Wand ist ebenfalls aus Stahl und die Verkleidung wird zum Teil durch Putzwände, zum Teil durch deutsche Marmorplatten gebildet. Den Abschluß der Halle zum Turm bilden zwei Treppenhäuser,

welche zum Dachgarten führen. Die Ausführung der Stahlkonstruktion dieser Treppenhäuser erfolgte in gleicher Weise wie die der Treppenhäuser der Halle. Zur Aufnahme und Übertragung der Windkräfte sowie zur Stand-

sicherheit des Gebäudes sind in den beiden Längswänden Feld 17—18 senkrechte Verbände angeordnet. In den Endfeldern der Halle waren für die Aufstellung Hilfsverbände eingebaut, welche nach Fertigstellung der gesamten Konstruktion gelöst wurden. Für den Temperaturausgleich ist zwischen der Halle und dem Turm eine Dehnungsfuge angeordnet. In dem Raum zwischen der inneren Decke und der Decke des Daches sind die Konstruktionen für die Lagerung der Apparate und Leitungen für die Be- und Entlüftung der Halle, ferner die Konstruktion für die Aufnahme der Winden zur Bedienung der Kronen angeordnet. Besondere Stege führen zu den Stellen, an welchen Motore usw. aufgestellt sind.

Querschnitt durch die Halle vor der Giebelwand (28). Bild 8.

Bild 9. Dachausbildung. Ausbildung der Gesimse und der Attika.

Abschluß der Oberlichtentwässerung gegen den Dachgarten.

70

0 60

(1)

Turm.

Die Anordnung der Stahlkonstruktion zeigen die Bilder 7 u. 12. Der Turm ist im Grundriß 19,66 m lang und 13,96 m breit; die Höhe von O. K. Fußboden der Ehrenhalle bis O. K. Attika beträgt 52 m.

Der Turm wird aus zehn Pfeilern gebildet, welche mit Wänden untereinander verbunden sind. Der mittlere Pfeiler an der Rückwand des Turmes mußte in der Höhe des Dachgartens abgefangen werden, bedingt durch den Durchgang von der Ehrenhalle des Turmes zur Haupthalle. In den Turm sind sieben Geschosse eingebaut zur Aufnahme von Betrlebsräumen. Das Hoheitszeichen auf dem Dach hat 9 m Höhe über Oberkante Attika. Die Flügelspannweite des Adlers beträgt 8 m. In drei Pfeilern befinden sich Personenaufzüge, und in zwei weiteren Pfeilern sind Treppenhäuser eingebaut. In den Ecken zwischen den Pfeilern und den Wänden sind Vertiefungen, in denen die Beleuchtungskörper zum Anstrahlen der Wandflächen untergebracht sind. Ebenso sind auf dem Dach sowie auf den Gesimsen Beleuchtungskörper zur Anstrahlung

des Hoheitszeichens aufgestellt. Die Dacheindeckung besteht aus Bimsbetonplatwelche ten, mit einer doppelten Lage Pappe abgedeckt ist. Zur Belichtung des oberen Raumes ist auf dem Dach ein Oberlicht angeordnet. Die Belichtung der übrigen Räume erfolgt durch Fenster, welche in der Rückwand des Turmes angeordnet sind. Die Ausbildung der Decke ist die gleiche wie die bei der Haupthalle. Die Pfeiler, das Gesims sowie die Attika erhalten eine Verkleidung aus Muschelkalksteinplatten. Die Platten der Pfeller sind kandellert. Die

Ausbildung der Wände zwischen den Pfeilern ist die gleiche wie die der Wände der Haupthalle. Auf der Außenseite der Wand ist eine Mosaikverkleidung angebracht. Die Stützen der Pfeiler sind aus Breitflansch-

trägern gebildet, welche durch leichte Verbände miteinander verbunden sind. Die Träger der Dachkonstruktion sowie dle Träger der Decken bestehen aus Walz9000 9000

Bild 12. Turmkonstruktion in Reihe (1). profilen. Zur Aufnahme und Befestigung der Steinverkleidungen sind besondere Konstruktionen angeordnet. Die Anordnung der Steinverkleidung des Gesimses sowie der Attika ist aus Bild 13 zu

Schnitt a-a

Bild 11. Befestigung der Muschelkalkplatten.

Bild 13. Anordnung der Verkleidung des Gesimses und der Attika des Turmes.

Bild 14. Beginn der Aufstellung.

Bild 15. Ausfachung der fertig aufgestellten Hallenkonstruktion und Montage des Turmes.

ersehen. Zur Aufnahme der Windkräfte sind in den Wänden senkrechte Verbände eingebaut, gegen welche sich die in den Decken angeordneten waagerechten Verbände abstützen. Durch diese Verbände wird die Standsicherheit des Turmes ausreichend gewährleistet. Das Hoheitszeichen besteht aus einzelnen Glpskörpern, welche sich gegen ein Gerippe aus Stahl abstützen. Die gesamte Stahlkonstruktion wurde sowelt wie möglich fertig zum Versand Die Verbindung der gebracht. übrigen Konstruktionsteile auf der Baustelle erfolgte durch Verschraubung.

Freitreppe.

Zur Aufnahme der Elsenbetondecke sowie der Steinverkleidung

Treppenstufen ist der besondere Trageine konstruktion aus Stahl errichtet. Die Anordnung dieser Stahlkonstruktion ist aus Bild 6 zu ersehen. Auf den links und rechts neben der Freitreppe errichteten Podesten, welche ebenfalls durch Muschelkalksteinplatten verkleidet sind, gelangen Figuren zur Aufstellung. Das Gerippe dieser Podeste besteht ebenfalls aus Stahl.

Die Gewichte der Stahlkonstruktionen der einzelnen Bauteile sind folgende:

Decke	997 t
Halle	1105 t
Turm	726 t
Freitreppe	57 t
Insgesamt:	2885 t.

Alle Rechte vorbehalten

Stahl handelt es sich u. a.

Über Leichtfahrbahntragwerke für stählerne Straßenbrücken.¹

Von Otto Graf.

verschiedenen Stellen lebhaft gearbeitet worden. U. a. sind in dem von

mir geleiteten Institut auf Anregung von Herrn Geh. Baurat Dr.=Ing. chr.

a) um die Verringerung der Eigengewichte der Fahrbahnen und des zugehörigen Tragwerks und damit der Brücke und der Gründung überhaupt,

Bei der Gestaltung der Fahrbahnen für große Straßenbrücken aus

- b) Träger ohne oder mit lastverteilenden Querverbänden, mit ebenen Deckblechen und mit einfachen dünnen Asphaltbelägen. Zu den damit verbundenen Aufgaben ist im letzten Jahrzehnt an
- b) um die Entwicklung von Fahrbahnen und von Fahrbahntragwerken, die einfach herzustellen sind und die eine einfache Instandhaltung erwarten lassen,
- c) um die Entwicklung von Fahrbahnen und Fahrbahntragwerken mit geringer Bauhöhe.

Als Fahrbahntragwerke, welche den genannten Forderungen in einer oder in mehreren Richtungen entsprechen und welche in neuerer Zeit besonders eingehend auf ihre Eignung verfolgt worden sind, seien in erster Linie genannt:

¹) Im Auszug vorgetragen im Deutschen Ausschuß für Stahlbau am 5. Januar 1937 in Göttingen, ferner insgesamt am 10. März 1937 in der Brückentagung der Deutschen Reichsbahn und der Reichsauto-bahnen zu Würzburg.

Aufstellung.

Der zur Verfügung stehende Bauplatz war sehr beschränkt. Die Anlage ist über einer Straße erbaut, auf der stündlich etwa 1200 Kraftwagen verkehren und welche während der Ausführung der gesamten Bauarbeiten nicht gesperrt werden durfte. Auf der Baustelle selbst war die Lagerung der Stahlbauteile nicht möglich. Daher mußte ein Zwischenlagerplatz geschaffen werden, von dem aus die Baustelle nach Bedarf beliefert wurde. Mit der Aufstellung wurde in Reihe 28 begonnen (Bild 14). Zunächst wurde die Stahlkonstruktion der Decke verlegt, hierauf erfolgte die Aufstellung der Stahlkonstruktion der Halle, und im Anschluß hieran wurden die Stahlbauteile des Turmes

> und der Freitreppe errichtet. Aus den Bildern 15 bis 17 ist der Fortgang der Fertigstellung des Bauwerkes zu ersehen.

> Die vom Auftraggeber gestellten Termine für die Fertigstellung der Stahlkonstruktion wurden trotz mancher Schwierigkeiten eingehalten.

Die Aufstellung des Entwurfs für die gesamte Stahlkonstruktion, die Aufstellung der statischen Berechnung, die Ausarbeitung aller Zeichnungen, ferner die Werkstattausführung der Stahlbauteile sowie die Aufstellung derselben erfolgte durch die Fried. Krupp A.-G., Friedrich-

Alfred-Hütte, Abteilung Stahl- und Brückenbau, Rheinhausen a. Nrh.

Schaper und insbesondere von Herrn Reichsbahndirektor Dr.-Ing. Schaechterle für die Direktion der Reichsautobahnen und für den Deutschen Ausschuß für Stahlbau Versuche mit neuartigen Tragwerken ausgeführt worden. Damit war ich veranlaßt, auch sonst für die genannten Aufgaben zu arbeiten.

Die Anregung zu den folgenden Darlegungen gab Herr Geh. Baurat Dr.-Ing. chr. Schaper, als ich im Deutschen Ausschuß für Stahlbau über Reiseeindrücke aus Nordamerika kurz berichtet hatte. In der vorliegenden Erörterung ist entsprechend der Vorgeschichte meiner Darlegungen vorausgesetzt, daß die zur gleichen Sache gehörigen Aufsätze von Schaper in der Bautechn. 1935, Heft 4, S. 47 ff., sowie von Schaechterle u. Leonhardt ebenda 1936, Heft 18, S. 245 ff., sowie Heft 43, S. 626 ff., bekannt sind.

Bild 3. Fahrbahn der George Washington-Brücke, New York.

Die Mitteilungen über die amerikanischen Brücken verdanke ich zuerst Herrn O. H. Ammann, dem weltbekannten Chefingenieur der New York Port Authority, ferner Herrn F. H. Frankland, dem Chefingenieur des American Institute of Steel Construction in New York. Viele andere Fachgenossen des gastfreundlichen Landes haben mir ebenfalls geholfen.

1. Eisenbetonplatten als Brückenfahrbahnen.

Bei früheren Erörterungen ist immer wieder die Frage aufgetreten, ob Eisenbetonplatten als Fahrbahn von stählernen Straßenbrücken unmittelbar, also ohne besonderen Fahrbelag benutzt werden können. In jüngster Zeit ist man in Deutschland dazu übergegangen, solche Fahrbahnen anzuwenden.

Zur Kennzeichnung der früheren Verhältnisse verweise ich auf die Schlachthofbrücke in Dresden, deren Querschnitt in Bild 1 dargestellt ist²). Die Platte

hat die übliche Abdichtung und einen besonderen Fahrbahnbelag. Demgegenüber blieben in neuerer Zeit Brücken der Reichsautobahnen, zuerst die Sulzbachtalbrücke, ohne besonderen Fahrbelag; Bild 2 zeigt die Bauart einer solchen

Bild 5. Hackensack River-Brücke.

Fahrbahn an zugehörigen Ver-

suchskörpern nach einer Veröffentlichung von Schaechterle u. Leonhardt3). Die Amerikaner haben einfachere Fahrbahntragwerke gewählt. Ein besonders wichtiges Beispiel ist die Washington-Brücke über den Hudson bei New York; Einzelheiten der Fahrbahn dieser Brücke sind in Bild 3 u. 4 wiedergegeben. Auf den Längsträgern sind 152 mm hohe Wulstprofile in Abständen von 381 mm verlegt und durch 13 mm dicke Rundstäbe quer verbunden. Bild 4 zeigt den zur Zeit noch nicht einbetonierten Teil der Bewehrung der künftigen mittleren Fahrbahn.

Eine Eisenbetonfahrbahn befindet sich ferner auf den Brücken des Paluski-Highway über dem Hackensack-Tal zwischen Jersey City und

Newark (Bild 5 u. 6). Auf dem Fahrbahnrost liegt eine Eisenbetonplatte mit stelfer Bewehrung. Nach Mitteilungen des Brückeningenieurs des

2) Vgl. Reinhold, Bautechn. 1933, Heft 13, S. 157 ff., insbesondere S. 162 Vgl. Schaechterleu. Leonhardt, Bautechn. 1936, Heft 43, S. 626 ff.

Bild 4. Fahrbahn der George Washington-Brücke, New York.

Bild 7

Bild 9.

Bild 7 bis 9. T-Tri-Lok-Bridge-Floor der Carnegie Steel Co.

Staates New Jersey ist diese Art der Bewehrung aus wirtschaftlichen Gründen gewählt worden. Die Fahrbahn zeigte nach etwa vierjährigem starken Verkehr gute Beschaffenheit.

Man sieht aus den Bildern 3 u. 6, daß in beiden Fällen Platten von 21,6 cm Dicke gewählt worden sind. Der Fugenabstand in der Länge beträgt auf der Hudson-Brücke etwa 18 m, im anderen Fall 14,5 m. Die nahezu 9 m breiten Fahrbahnen der Hudson-Brücke sind ohne Längsfugen; auf der Hackensack-Brücke sind die Platten 3 m breit.

Auf Grund der Erfahrungen mit den genannten Brücken ist auf den Zufahrtbrücken und auf der Hängebrücke des Triborough-Brückenzuges in New York die Bauart der Fahrbahn der Hudson-Brücke erneut und in sehr großem Ausmaß angewandt worden. Auch die besonders große San Francisco-Oakland-Brücke erhielt eine Betonfahrbahn. Die Eisenbetonplatte der letztgenannten Brücke liegt auf den Längsträgern des Deckensystems. Die Spannweite der Platte beträgt rd. 1,4 oder 1,5 m. Der Beton für die dem leichten Verkehr zugewiesenen Fahrbahnen ist im untern Teil aus einem im Drehofen gebrannten leichten künstlichen Gestein hergestellt, im oberen Teil aus hochfestem schweren Beton 4). Der Beton für die Fahrbahnen der schweren Fahrzeuge ist gewöhnlicher Straßenbeton; die Plattendicke beträgt nur 16,5 cm.

Im ganzen zeigen die Zeichnungen der amerikanischen Brücken, daß die Eisenbetonplatten drüben immer den rechteckigen Querschnitt, also die einfachste Gestalt erhalten. Die Platten werden als Streifen mit rd. 3 m Breite oder breiter verlegt; die Querfugen liegen in üblicher Weise über Querträgern bei Abständen von 14,5 m und mehr. Die Auflagerungen der Platten sind sehr einfach gestaltet. Für die Güte des Betons fordert man, daß ein guter Straßenbeton hergestellt wird, von dem man annehmen kann, daß er wetterbeständig und wasserdicht ist. Bei uns wäre zu fordern, daß ein Beton nach den Richtlinien für Fahrbahndecken der Reichsautobahnen entsteht und daß dieser mit Sorgfalt verarbeitet wird. Wenn sich im Laufe der Zeit Schäden entwickeln würden, welche den Gebrauch der Fahrbahndecke einschränken, ist anzunehmen, daß dem auf verhältnismäßig einfache Weise abgeholfen werden kann, u. a. indem die Fahrbahndecke mit einem wenige cm dicken schwarzen Belag versehen wird. Auch ist die Erneuerung der Platten nicht besonders schwierig.

4) Vgl. Western Construction News 1935, S. 117 ff.

2. Andere amerikanische und deutsche Brückenfahrbahnen aus Stahl und Beton.

Bild 7 zeigt den sogenannten T-Tri-Lok-Bridge-Floor der Carnegie Steel Company. 1-Profile werden gemäß Bild 8 u. 9 dicht zusammengesetzt oder in Abständen verlegt. Die Räume zwischen den Stegen werden mit Beton gefüllt. Die Bemessung geschieht nach Versuchen von Teller und Davis vom United States Bureau of Public Roads⁵).

In Bild 10 u. 11 sind Betonfahrbahnen auf Profilblechtafeln dargestellt. Verwandte Bauarten werden in neuerer Zeit von Fried. Krupp und von den Hahnschen Werken (Bauart Erlinghagen) hergestellt (Bild 12 u. 13). Versuche, welche in Stuttgart für den Deutschen Ausschuß für Stahlbau ausgeführt werden, sollen erkennen lassen, wie solche Tragwerke als Brückenfahrbahnen zu bemessen sind. (Schluß folgt.)

⁵) Public Roads, Bd. 13, 1932, S. 105 ff.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Plastizitätstheorie des Durchlaufträgers.

Von Dr.=Ing. K. Klöppel, Berlin.

Dr. Stüssi und Dr. Kollbrunner¹) sowie Professor Maier-Leibnitz²) stellten durch Versuche an dem in Bild 1 wiedergegebenen Durchlaufträger fest, daß sich nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze in Balkenmitte das Feldmoment M_F und das Stützmoment M_{St} nicht ausglichen. Die eingetretene Angleichung der beiden Momente war also nicht vollkommen. Die Ergebnisse und Deutungen dieser Untersuchungen sollen ergänzend durch ein Schaubild dargestellt werden, das auch zur Lösung bestimmter Aufgaben geeignet ist. Da es hier in erster Linie auf eine grundsätzliche Veranschaulichung ankommt, bleibt die Wirkung des Elgengewichtes des Durchlaufträgers unberücksichtigt.

Bel unbeschränkter Gültigkeit des Elastizitätsgesetzes ist durch die Stützweitenverhältnisse und die Anordnung der Belastung für deren beliebige Größe das Verhältnis M_F zu M_{St} eindeutig bestimmt und in Bild 2 durch die Gerade OB veranschaulicht. Soll das Verhältnis einen anderen Wert annehmen, so ist dies bei gleichem Trägheitsmoment auf die ganze Trägerlänge und bei gleicher Höhenlage der Stützen nur

¹) Bautechn. 1935, Heft 21, S. 264.
 ²) Stahlbau 1936, Heft 20, S. 153.

dadurch möglich, daß der Träger eine bleibende Verformung erhält. Bei zunehmender Belastung tritt die erste bleibende Verformung einant. Der Angriffsstelle der Last P, also in Trägermitte ein; wir erfassen sie als Winkel φ_{bl} , der gemäß Bild 1 an dieser "Knickstelle" durch die Tangenten an die beiden Äste des bleibend verformten Trägers gebildet wird. Der dadurch bedingten Veränderung des Verhältnisses M_F zu M_{St} entsprechend, wandert für die gleiche Belastung P der Punkt B auf einer Geraden, die dadurch bestimmt ist, daß aus Gleichgewichtsgründen immer $M_F + M_{St} = \text{const} = (P l_2): 4$ sein muß. Im Falle unserer symmetrischen Belastung und bei gleichem Maßstab für M_F und M_{St} muß also die Gerade MN durch den Punkt B unter 45° zu den beiden Achsen ver-laufen, denn $OM = ON = (Pl_2)$:4. Jedem gegenüber dem Ergebnis der Elastizitätstheorie im Sinne eines Momentenausgleiches günstigeren Verhältniswert M_F zu M_{St} ist also ein bestimmter Wert für den bleibenden Winkel gbi zugeordnet. Bei einem bestimmten Wert für P ist die Beziehung zwischen dem Feldmoment M_F und diesem Winkel φ_{bl} jeweils dadurch festgelegt, daß φ_{bl} im elastischen Bereich ($M_F = M_F e_l$) den Wert Null und für $M_F = 0$ denjenigen Wert annehmen muß, der sich ergeben würde, wenn in der Trägermitte ein vollkommenes Gelenk eingeschaltet wäre. Trägt man φ_{bl} auf der Abszisse auf, und zwar so, daß φ_{bl} für $M_F = 0$ durch ON dargestellt wird, so veranschaulicht also die Gerade FN³) die Beziehung zwischen M_F und φ_{bl} bei einer bestimmten Belastung P. Verschiebt sich z. B. das Verhältnis M_F : M_{St} von FO: FB zu F'O: F'B', so muß die Verformungslinie des Trägers in dessen Mitte einen Knick bilden von der Größe des Winkels $\varphi_{bl} = OS'$, der gefunden wird, indem man F'B' mit FN in S zum Schnitt bringt.

Wenn, dem Punkt B_A auf der Geraden $MN(OF_A = 1/2 OM)$ entsprechend, Momentenausgleich eintreten soll, müßte $\varphi_{bl} = OS_A'$ werden. Die Frage, welcher größte Winkel φ_{bl} bei einem bestimmten M_F möglich ist, beantwortet der Versuch, der von Maier-Leibnitz an einem Träger auf zwei Stützen mit der Spannweite l_2 und dem Profil des Durchlauf-trägers des Bildes 1 durchgeführt wurde. Diesen Versuchswerten

3) In der unter 2) angegebenen Veröffentlichung entsprechen in Bild 22 die schrägen Geraden für die veränderlichen Belastungen P unserer Geraden FN.

Klöppel, Beitrag zur Plastizitätstheorie des Durchlaufträgers

 $f(M_F, \varphi_{\rm bl})$ entspricht die schematische Kurve KL des Bildes 3. Durch den Schnittpunkt S der $f(M_F, \varphi_{\rm bl})$ und der Geraden FN ist jeweils die erreichbare Angleichung von M_F und M_{Sl} fest-

gelegt. Man erkennt dann sofort, wie weit diese Angleichung der beiden Momente von ihrem Ausgleich entfernt ist. Aus dieser Darstellung ist leicht zu entnehmen, ob in bestimmten Fällen ein Momentenausgleich überhaupt möglich ist, so daß sich jede weitere Deutung entspre-Versuchschender beobachtungen von selbst erübrigt.

Jahrgang 10 Heft 14/15 9. Juli 1937

Um dies noch näher zu veranschaulichen, kann man sich z. B. für den in Bild 1 angegebenen Fall die Aufgabe stellen, die dem Momentenausgleich entsprechende Länge der Seitenfelder zu suchen, wenn gegeben sind: Belastungsgröße, Trägerprofil, Länge des Mittelfeldes und $f(M_F, \varphi_{bl})$.

Die Gerade MN (Bild 4) ist dann bestimmt durch $Pl_2:4$, ebenso auch der Schnittpunkt S_A , da für den Momentenausgleich $M_F = P l_2: 8$ sein muß. Durch die Verlängerung der Geraden SAN wird auf der Ordinate das bei unbeschränkter Gültigkeit des Elastizitätsgesetzes maßgebende Feldmoment $M_F = OF$ und das zugehörige Stützmoment M_{St} =FB gefunden. Es läßt sich nunmehr für diese Träger aus -57.67 400 der Beziehung $M_{Sl} = \frac{P \, l_2}{4} \cdot \frac{3 \, l_2}{4 \, l_1 + 6 \, l_2}$ F, Fut Mr in cmt 201 290 cm 100 tga 0,050 0.025 100 200 400 500 Mar 470 cml

die Länge l_1 ermitteln. Ob sich diese Lösung verwirklichen läßt, ist natürlich davon abhängig, ob der zum Momentenausgleich erforderliche Winkel φ_{bl} noch vor dem Versagen des Trägers erreicht wird. Der Grenzfall $l_1: l_2 = 0$, der dem eingespannten Balken entspricht, ist durch die gezogene 45°-Linie OB_A und der Balken auf zwei Stützen $(l_1: l_2 = \infty)$ durch die Ordinate dargestellt. Dazwischen befinden sich alle Spannweitenverhältnisse.

An Hand dieses Schaubildes läßt sich für den in Bild 1 dargestellten Fall eine weitere Aufgabe, die praktisch von größerer Bedeutung ist, in der Form stellen, daß man für gegebene Spannweiten l_1 und l_2 , gegebenes Trägerprofil und bekannte $f(M_F, \varphi_{\rm bl})$ die größte Traglast P sucht. Zu diesem Zweck ist zunächst notwendig, sich darüber zu einigen, welche Größe des Winkels $\varphi_{\rm bl}$ gerade noch zulässig ist. Dieser Wert sei in Bild 5 durch den Punkt $S_{\rm max}$ auf der Kurve $f(M_F, \varphi_{\rm bl})$ gegeben. Man braucht jetzt nur durch den Punkt $S_{\rm max}$ die in dem grundlegenden Bild 2 mit FN bezeichnete Gerade zu ziehen, deren Richtung durch das Stützweitenverhältnis [tg $\alpha = M_{F\,\rm el}$: $M_{St\,\rm el} = 1/3$ (4 l_1 : l_2 + 3)] und die Belastungsanordnung gegeben und in Bild 4 gestrichelt eingetragen ist.

Durch die Strecke OF ist dann M_F und durch FB das Stützmoment M_{St} bestimmt. Nunmehr erhält man

$$P = \frac{(M_F + M_{Sl}) 4}{l} = \frac{(\overline{OF} + \overline{FB}) 4}{l} = \frac{\overline{ON} \cdot 4}{l}$$

Für den von Maier-Leibnitz untersuchten Träger (Bild 1) aus IP 10 mit $J = 453 \text{ cm}^4$, $E = 2035 \text{ t/cm}^2$ und der am Träger auf zwei Stützen mit $l = l_2 = 120 \text{ cm}$ gewonnenen $f(M_F, \varphi_{\text{bl}})$ sind nun in Bild 6 die gezeigten Wege praktisch angewandt. Dem Grenzwert S_{max} in $f(M_F, \varphi_{\text{bl}})$ ist ein Winkel $\varphi_{\text{bl}} = 0,025$ zugrunde gelegt. Durch diese auf der sicheren Seite liegenden Annahme bleiben die gewonnenen Werte unter den Versuchswerten. Auf Verfestigungserscheinungen als weiteren Grund für die hohen Versuchswerte hat Maier-Leibnitz in seinen Ausführungen schon gebührend hingewiesen.

Für $M_F = 0$, entsprechend einem Stützmoment $M_{Sl} = \frac{P I_2}{4} = 30 P$, ist nach dem Mohrschen Satz

Damit ist die Übereinstimmung der Maßstäbe für M_{St} und g_{bl} auf der Abszisse gegeben. Es bestimmt sich nun P aus ON = 470 cmt zu

$$P = \frac{470 \cdot 4}{120} \cong 15,7 \, \mathrm{t}^4).$$

Nach Bild 6 würde Momentenausgleich erreicht, wenn nach Maßgabe der Geraden OB_1 die Seitenfelder nur $0.41 \cdot 120 = 49.2$ cm lang wären.

⁴) Wird die Fließgrenze, die versuchsmäßig zu $\sigma_F = 2,455 \text{ t/cm}^2 \text{ er-mittelt}$ wurde, als Grenze der Tragfähigkeit angenommen, so errechnet sich nach der Elastizitätstheorie die Höchstlast P mit $W = 90 \text{ cm}^3$ aus

$$W\sigma_F = M_F = \frac{P l_2}{4} \left(1 - \frac{3 l_2}{4 l_1 + 6 l_2} \right)$$

zu nur $P = 2,455 \cdot 90 \cdot \frac{14}{330} = 9,4$ t.

Alle Rechte vorbehalten

Die stählernen Oderbrücken im Zuge der Verkehrsstraße Ost bei Stettin.

Von Magistratsbaurat W. Köhler, Stettin.

I. Allgemeines.

Im Mündungsgebiet der Oder bei Stettin hat sich der Fluß in zahlreiche Arme gespalten. Das hier rd. 5 km breite Flußtal wird zwischen den Wasserläufen von weiten 6 bis 8 m Mächtigkeit aufweisenden Niederungsmooren ausgefüllt. Straßenbauten in diesem Gebiet können nur unter großen Schwierigkeiten und unter Aufwendung erheblicher Geldmittel durchgeführt werden. So ist es erklärlich, daß im Weichbilde der Stadt Stettin bisher nur eine einzige Straße, die Altdammer Straße, das Tal überquert und den starken, ständig wachsenden Verkehr nach Ostpommern aufnehmen muß. Im Zuge dieser Straße befinden sich drei bewegliche

Bild 1. Lageplan.

Brücken. Betriebstörungen an einer dieser Brücken können zu unerwünschten Verkehrsstockungen führen, zumal der nächste, rd. 22 km oberhalb Stettins befindliche, feste Oderübergang bei Greifenhagen nicht hochwasserfrei ist.

Erst das Arbeitsbeschaffungsprogramm des Führers ermöglichte es der Stettiner Stadtverwaltung, die seit Jahren geplante zweite Straßenverbindung durch das Odertal auszuführen. Mit den Bauarbeiten für diese neue "Verkehrsstraße Ost" wurde im Jahre 1934 begonnen.

Weit vor den Toren Stettins bei dem Dorf Scheune zweigt die neue Straße von der Reichsstraße 2, Berlin-Stettin, nach Osten ab (Bild 1). Dicht neben der von der Deutschen Reichsbahn-Geseilschaft erbauten Die Richtung von OB_1 erhält man, indem die von 0 ausgehende 45°-Linie mit $F'S_{\max}$ zum Schnitt in B_{A1} bringt und hierdurch die 45°-Linie $M_1 N_1$ zicht. Verbindet man N_1 mit S_{\max} und verlängert bis zum Schnittpunkt F_1 mit der Ordinate, so gewinnt man B_t als Schnittpunkt der Geraden $M_1 N_1$ und der durch F_1 gelegten Parallelen zur Abszisse.

In Bild 7 ist für den gleichen Versuch der Verlauf der belden $f(M_F, M_{Sl})$ für $l_1: l_2 = 2$ und $l_1: l_2 = 0,41$ (Momentenausgleich) der versuchsmäßig ermittelten $f(M_F, g_{bl})$ entsprechend dargestellt. Die zum ersten Spannweltenverhältnis gehörende Höchstlast war 15,7 t, für $l_1: l_2 = 0,41$ entnimmt man ON_1 zu 580 cmt; die zugehörige Last ist P = 19,33 t.

Eine Verallgemeinerung dieser Darstellungen bleibt einer weiteren Veröffentlichung vorbehalten, ebenso die Erörterung der Sicherheitsfrage.

Eisenbahnbrücke über die Westoder überschreitet sie den Fluß, läuft dann parallel mit dem bestehenden Eisenbahndamm weiter und überquert wieder neben der vorhandenen Eisenbahnbrücke die Ostoder.

Für die Gründungsarbeiten der Pfeiler und Widerlager konnten teilweise die vorhandenen Bauwerke der Reichsbahn, die diese auf Grund eines verkleinerten Bauprogramms für Bahnzwecke nicht mehr in vollem Umfange benötigte, benutzt werden. Die Reichsbahnbrücken im Zuge des Eisenbahndammes sind seinerzeit ausführlich in Bautechn. 1929, S. 367 ff. beschrieben worden, wobei auch die schwierigen Untergrundverhältnisse und die angewandten Gründungsarten eingehend dargestellt sind.

Bild 3. Hauptträgersystem der Westoderbrücke. II. Konstruktive Gesichtspunkte.

84000

-204 000

60000

Aus architektonischen Gründen wählte man für die neben den Eisenbahnbrücken zur Ausführung kommenden Straßenbrücken das gleiche Hauptträgersystem, und zwar für die Ostoderbrücke nach Bild 2, für die Westoderbrücke nach Bild 3.

Die drei Überbauten der Ostoderbrücke sind ebenso wie die Eisenbahnbrücke, durch Bolzengelenke über den Strompfeilern zu einem Brückenzug zusammengefaßt, sodaß waagerechte Kräfte in Richtung der Brückenachse nur von einem Widerlager aufgenommen werden. Die Seitenüberbauten der Westoderbrücke sind beide an ihren Widerlagern verankert und der Mittelüberbau ist an einem der Seitenüber-

Blid 11. Arbeitsplan für die Aufstellung der Westoderbrücke.

bauten waagerecht festgelegt. Im übrigen sind die Strompfeiler bei dieser Brücke nicht massiv hochgeführt, sondern oberhalb der Hochwasserlinie sind Pendelportale zur Unterstützung der Brückenüberbauten eingefügt.

Der in Bild 4 dargestellte Brückenquerschnitt wurde von der Bauverwaltung der Stadt Stettin vorgeschrieben, wobei auf die große Fahrbahnbreite von 9 m, die getrennte Anordnung der Radfahrwege mit Richtungsverkehr und den auf einer Seite angeordneten Fußweg hinin Längsrichtung eingefahren (Bild 9). Man brauchte so beim Einfahren nur ein Gewicht von rd. 200 t statt 560 t zu bewegen, wobei die größte Höhe der Konstruktion über dem Wasserspiegel beim Einfahren des Rüstträgers nur 17 m statt 27,5 m beim etwalgen Einfahren des Brückenüberbaues selbst betrug. Dieser Rüstträger bot dann eine vollkommen sichere Arbeitsbühne für den Zusammenbau des mittleren Überbaues, der im übrigen von einem auf der Fahrbahn des Überbaues laufenden

gewiesen sei. Die konstruktive Durchbildung einiger Einzelheiten der mittleren Überbauten der Westoderbrücke zeigen die Bilder 5, 6 u. 7.

Bei der Fahrbahnausbildung wurde besonderer Wert auf einen elnwandfreien Anschluß der Isolierung an die Randträger gelegt, die zu diesem Zweck nach erfolgter Aufstellung mit durchlaufend angeschweißten Winkeln versehen wurden, unter die sich die Dichtungsschicht legt (Bild 8). Als Dichtungsmaterial wurde nach der AIB ein getränktes Jutegewebe mit beiderseitiger Bitumenüberzugschicht gewählt, das unter Aufbringung eines kalten und fünf heißen Bitumenanstrichen doppelt geklebt wurde.

Die sonstige konstruktive Gestaltung ist nach den üblichen Gesichtspunkten in genieteter Ausführung und im Anklang an die bereits bestehenden Eisenbahnbrücken erfolgt. Erwähnt sei, daß die aus Buckelblechen bestehenden Fahrbahntafeln an sich in üblicher Weise als Windverband betrachtet worden sind. Außerdem ist unter den Buckelblechen für Aufstellungszwecke und zur Sicherung für den Fall, daß später bei Umbau- oder Erneuerungsarbeiten ein Teil der Buckelbleche zeitweise entfernt werden muß, ein Fachwerk-Windverband eingebaut worden. Diese Fachwerkverbände sind berechnet und ausgeführt für einen Winddruck von 250 kg/m2 bei unbelasteten Brücken. Im übrigen wurden der statischen Berechnung die Lasten der Brückenklasse I nach DIN 1072 zugrunde gelegt.

III. Aufstellungsarbeiten.

Die Aufstellung der Ostoderbrücke erfolgte in üblicher Weise durchgehend auf festen Rüstungen, während für die Aufstellung der Westoderbrücke wegen ihrer großen Höhe über dem Wasserspiegel ein an dieser Stelle zweckmäßigeres Verfahren gewählt wurde. Hier wurden nur die Seitenüberbauten auf festen, hölzernen Rüstungen zusammengebaut. Für die Aufstellung des Stromüberbaues wurde zunächst in Erwägung gezogen:

- a) Zusammenbau in der rückwärtigen Verlängerung der Überbauachse auf einem Seitenüberbau und Einfahren in Längsrichtung mit Unterstützung auf einem Schwimmgerüst am freien Ende und Wagen am rückwärtigen Ende;
- b) Aufstellung auf fester Rüstung unter Offenhalten einer Schiffahrtsöffnung von 45 m Breite.

Der unter a) genannte Vorgang war seinerzeit von der betreffenden Lieferfirma für die Ausführung der Eisenbahnbrücke gewählt worden (Bautechn. 1929, S. 367 ff.). Man wählte hier den unter b) beschriebenen Weg als den zwar kostspieligeren aber sicheren. Er wurde wirtschaftlich allerdings dadurch tragbar, daß die ausführende Stahlbaufirma J. Gollnow u. Sohn in ihrem Gerätepark stählerne Rüstträger aus St 52 von 52 m Stützweite zur Verfügung hatte. Diese wurden ihrerseits auf der Rüstung der einen Seitenöffnung zusammengebaut und Köhler, Die stählernen Oderbrücken im Zuge der Verkehrsstraße Ost bei Stettin Belinge zur Zeitschrift "Die Bautechnik"

Bild 7. Auflagerung der Überbauten auf dem Pendelrahmen.

Bild 9. Einschwimmen der Gerüstbrücke.

Rüstträger Stützweite der Mittelöffnung=84000

Bild 8. Abdichtung der Fahrbahn am Randlängsträger.

Bild 10. Aufstellung der Mittelöffnung

Bild 13. Abbau der Gerüstbrücke

Bild 14. Ansicht der Ostoderbrücke.

Turmkran durchgeführt wurde (Bild 10). Der bei der Aufstellung befolgte Arbeitsplan ist in Bild 11 dargestellt.

Der Abbau des Rüstträgers bot gewisse Schwierigkeiten, da die Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs in der Mittelöffnung dauernd gewährleistet

Bild 15. Ansicht der Westoderbrücke.

sein sollte. Man entschloß sich deshalb, die Gerüstbrücke durch Einbau von Traversen (Bild 12) in Abständen von rd. 7 m an den Untergurten der Hauptträger aufzuhängen (Bild 13). Die einzelnen Stäbe wurden dann nacheinander, beginnend an einem Ende, gelöst und durch Seilzug in die zeitweise in der Mittelöffnung liegenden Schuten herabgelassen. Diese schwierige Arbeit wurde trotz widrigster Witterungsumstände reibungslos in der kurzen Zeit von zehn Tagen ausgeführt.

IV. Gewichte und Ausführungszeiten.

In Bild 14 u. 15 sind die beiden Brücken nochmals nach ihrer Vollendung im Bilde wiedergegeben. Die Ostoderbrücke wurde programmgemäß im Herbst 1936 fertiggestellt, während die Westoderbrücke im Laufe des kommenden Jahres nach Herstellung der Fahrbahnen und Gehwege in Benutzung genommen werden kann. Von der Odermündung an aufwärts gerechnet sind diese Stahlbauten die ersten festen Brücken ohne Einbau beweglicher Öffnungen über die Oderarme und werden zweifellos in der zukünftigen Verkehrsentwicklung gerade aus diesem Grunde eine besonders hervorragende Rolle spielen.

Das Gewicht der Ostoderbrücke beläuft sich auf rd. 1440 t, das Gewicht der Westoderbrücke auf rd. 1360 t. Dabei sind die Fahrbahnen In St 37 und die Hauptträger in St 52 hergestellt. Die Ausführung der Stahlüberbauten beider Brücken erfolgte fristgemäß durch die Stahlbauanstalt J. Gollnow u. Sohn in Stettin, die schwierigen Gründungsarbeiten waren den Firmen Tiefbau Osten, Stettin, und Huta, Stettin, übertragen.

Alle Rechte vorbehalten. Kinematische Ermittlung der Einflußlinien gekrümmter Brücken.

Von Dr.=Ing. Gustav A. Fuchs, zur Zeit München.

Hauptträger, Querträger und waagerechter Windverband werden als eine Verbindung ebener Scheiben betrachtet. Ob die einzelnen Scheiben als Vollwandträger, Rahmen oder Fachwerk ausgebildet werden, ist hier ohne Bedeutung. Es wird vorausgesetzt, daß die einzelnen Scheiben gegen Verschiebungen aus ihrer Ebene keinen Widerstand leisten. In den Kanten der einzelnen Scheiben können daher nur Momente und Querkräfte übertragen werden, die in den Scheibenebenen wirken.

Die hier zur Untersuchung gelangenden *n*-zeiligen Tragwerke (Bild 1) bestehen aus zwei seitlichen Hauptträgern, n + 1 Querscheiben und dem unteren Windverband und sind unter Berücksichtigung der sieben vorhandenen Auflagerstäbe, vier senkrechte und drei waagerechte, statisch bestimmt.

Die Einflußlinien sollen durch

eine kinematische Methode, unter Anwendung des Prinzips der virtuellen Verschiebungen, bestimmt werden. Das Prinzip der virtuellen Verschiebungen lautet:

$$\Sigma P_i \delta_{ik} = \int M_i \triangle d\varphi_k + \int N_i \triangle ds_k + \int Q_i \triangle \overline{ds_k}.$$

Es besagt, daß die Summe der äußeren und inneren Arbeiten bei einer virtuellen Verschiebung eines im Gleichgewicht befindlichen Kraftsystems gleich Null ist.

Erteilt man der Scheibe, deren Einflußfläche gesucht ist, die Verdrehung, Längenänderung oder Querverschiebung Eins, so ist die dadurch entstehende Verformungsfläche gleich der Einflußfläche. Um das statisch bestimmte Tragwerk ohne innere Kräfte verformen zu können, wird es von einer Stütze abgehoben oder eine Scheibe durchschnitten. Jede Scheibe führt dabei eine Bewegung aus, die jedoch von ihrer Nachbarscheibe abhängig ist. Dadurch entsteht eine zwangläufige kinematische Kette (ein Freiheitsgrad), deren Verschtebungsflächen mittels der zu entwickelnden Methoden der Kinematik bestimmbar sind.

Da für das Prinzip der virtuellen Verschiebungen nur die Verschiebungen in der Kraftrichtung maßgebend sind, werden nur jene senkrecht zur Bodenschelbe untersucht. Es kann jede Verschiebung als Drehung um eine endlich oder unendlich entfernte Drehachse aufgefaßt werden. Jede unendlich kleine Drehung kann durch einen Vektor in der Richtung der Drehachse mit dem absoluten Betrag $|\delta d| = d \varphi$ dargestellt werden. Wegen der fehlenden Steifigkeit der Scheibe gegen Verdrehungen aus ihrer Ebene ist die Komponente des Vektors in der Ebene nur für ein zugehöriges Grunddreieck maßgebend.

Ebenso können unendlich kleine Drehungen einer Scheibe um verschiedene Achsen wie beim starren Körper zusammengesetzt oder in Komponenten zerlegt werden Fs

Komponenten zerlegt werden. Es hat hiermit jedes Grunddreieck einen Drehvektor, die einander zugeordnet sind. Ihre Richtungen, Drehachsen, schneiden sich mit der Diagonale der Bodenscheibe in einem Punkt. Diese Diagonale ist eine den beiden Bodenscheiben gemeinsame Seite, deren Punkte in bezug auf beide Drehachsen die gleiche Verschiebungsrichtung und Größe aufweisen müssen. Sie ist die relative Drehachse. Die aneinander grenzenden Grunddreiecke (Bild 2) der Bodenscheibe und

der darüber vorhandenen Seitenscheiben bilden einen Tetraeder 1-2-6-4bzw. 1-5-6-7 mit der Drehachse des Grunddreiecks I' bzw. I''. Es sind hiermit zwei Selten eines Grunddreiecks ausgesteift. Das gleiche gilt in bezug auf die andere Diagonale 2-5.

Die Verschiebungsgrößen der Bodenscheiben stehen, da sie unendlich klein sind, senkrecht zu diesen und kommen im Grundriß nicht zur Darstellung. Es werden daher nur die Verschiebungen des oberen Randes der senkrecht stehenden Seitenscheiben untersucht. Dieser liegt in einer zur Bodenscheibe parallelen Ebene im Abstand h. Die Eckpunkte sind die Spitzen der über- den entsprechenden Grunddreiecken errichteten Tetraeder. Die Verschiebung eines dieser Endpunkte ist v = c r. Die Projektionen der Verschiebungsgrößen aller Punkte in einer zur Drehachse parallelen Ebene in diese sind gleich groß (Bild 3).

$$v_1 = c r_1$$

$$r_2 = \frac{r_1}{\cos \alpha}$$

$$v_2 = c r_2$$

$$v_2 = v_2 \cdot \cos \alpha = v_1.$$

Hiermit ist bei der Scheibenhöhe $h = r_1 = 1$ die Projektion $\overline{v_2}$ gleich der Drehgröße c und steht auf der Drehachse, der Vektorrichtung, senkrecht.

Den Verschiebungsplan der Zellenoberkanten, um 90° gedreht, in die Zelle so eingezeichnet, daß die Verschiebungsgröße v mit ihrer Drehachse zusammenfällt, ergibt die Projektion der Drehgrößen der Seitenscheiben

in die Bodenscheibe. Das zu untersuchen, erübrigt sich hier. Diese Methode ermöglicht sofort die Bestimmung des resultierenden Dreh-

vektors nach Größe und Richtung. Die Verschiebungen einer Zellenoberkante, ganz allgemein, zeigt Bild 4. Gegeben sind die Verschiebungsrichtungen der Eckpunkte einer Seite und eine Verschiebungsgröße v_1 . Die andere Ecke 2 muß sich dann ebenfalls um v_1 und dann zusätzlich um v_a verschieben. Die Verschiebungsgröße v_2 beträgt hiermit $v_1 + v_a$. Hierbei stellt va die Verdrehungsgröße der Scheibe a aus ihrer Ebene dar, während sie sich als Ganzes um v_1 verdreht. Die Größe v_a ist für die Verformung der ganzen Zelle maßgebend. Auf diese Weise sind die Verschiebungen der Zeilenoberkante, denen sich die Verschiebung v_1 überlagert, nach den bekannten Regeln zu bestimmen. Im gedrehten Verschiebungsplan, der in einer Ecke eingezeichnet wird, läßt sich leicht der Vektor v_1 zuzählen. Dadurch ergeben sich direkt die resultierenden Drehvektoren bzw. die entsprechenden Achsrichtungen. Anschließend können die Verschiebungen der restlichen Ecken senkrecht zu den zugehörigen Achsen gezeichnet werden. Bei Verdrehung aus der Ebene weist der in ihr liegende Drehvektor zum Beschauer, wenn das näher liegende Ende der Schelbe entgegengesetzt dem Uhrzeigersinn verdreht wird. Bei Hintereinanderreihung der Verschiebungspläne der einzelnen Zellen lassen sich die resultierenden Drehvektoren direkt bestimmen. Dies ergibt einen gedrehten Williotschen Verschiebungsplan. In diesem können leicht beliebige Drehvektoren von Zusatzdrehungen um beliebige Achsen geometrisch addiert werden. Der gedrehte Williotsche Verschiebungsplan gibt sämtliche Vektoren der absoluten, relativen und resultierenden Drehachsen nach ihrer Größe und Richtung an.

Bestimmung der Einflußlinien des Stützdruckes.

Die Einflußtläche des Stützdruckes ist die Vorformungsfläche der Lastscheiben, hervorgerufen durch Abheben des Scheibenwerkes von einem Lager um $a_{ik} = 1$ in senkrechter Richtung.

In den hier behandelten Fällen findet die Lastübertragung durch die Längsträger auf die Querscheiben und von diesen auf die Seitenscheiben, die Hauptträger, statt. Folglich sind für die Einflußlinien der Längsträger die entsprechenden Punkte zweier Querscheiben, da indirekte Belastung vorliegt, geradlinig zu verbinden. Die gesamte Einflußliäche zerfällt für die Hauptbeanspruchungen in die beiden Einflußlinien der Hauptträger und die der Längsträger. Um diese Einflußlinien konstruieren zu können, genügt die Angabe der Verdrehung der Querscheiben und ihrer absoluten Drehpole. Letztere entsprechen, wie in der ebenen Kinematik, den Nullpunkten der Einflußlinien. Die einfachste Methode zur Bestimmung der Einflußlinien des Stützdruckes ist folgende:

Die Endquerscheibe I des gesamten Tragwerkes wird an drei Punkten festgehalten und die beiden Auflager B_n und B_n' entfernt. Das Tragwerk wird bei dieser Lagerung verformt und durch eine nachträgliche Drehung um die Verbindungsgerade der beiden Lager A_0 und A_0' soweit gehoben oder gesenkt, bis es wieder auf dem Auflager B_4' aufruht. Die so erhaltene Verformungsfläche der Bodenscheiben ist die Einflußfläche des Stützdruckes B_4 , wenn der Abstand des Tragwerks von B_4 gleich Eins ist. Es wird nun der gedrehte Williot-Plan (Bild 5b) gesondert herausgezeichnet. Anschließend können die absoluten Drehachsen eingetragen werden (Bild 5a). Die Drehachsen zweier gegenüberliegender Tetraeder schneiden sich mit der Diagonale der Relativachse in einem Punkt. Die Achsen brauchen daher bloß im Bereich zweier Diagonalen eingezeichnet zu werden. Da das gleiche auch für die andere Tetraedergruppe gilt, kann für jeden Diagonalenzug ein eigener Polygonzug konstruiert werden. Es erweist sich als vorteilhaft, zuerst einen Vektor in beliebiger Größe für eine Drehung um $\overline{A_0 A_0}'$ zuzuzählen und hierzu für einen Diagonalenzug das Polygon zu zeichnen. Wird die Einflußlinie für B_4 gesucht, so darf bei B_4' keine Verschiebung eintreten, und es muß die Drehachse des letzten Grunddreiecks durch diesen Punkt gehen. Um dies zu erreichen, muß in der Richtung $\overline{A_0 A_0}$ ein Vektor v_{00} von solcher Größe zugezählt werden, daß die Richtung des resultierenden Vektors v_4 durch B_4 geht. Die

Fuchs, Kinematische Ermittlung der Einflußlinien gekrümmter Brücken

DER STAHLBAU Beilage zur Zeitschrift "Die Bautechnik"

 $M_{ma} = M_{mc} c_m$

20

 $M_{m b} = M_{m c} c_{m 1}$, wobei

 $\frac{m+1}{r_m}$ und $c_{m\,1} = \frac{\sin \varphi_{m,\ m-1}}{\sin \varphi_m}$ ist.

Um den gedrehten Williot-Plan zeichnen zu können, werden zuerst die Verschiebungen der Schelbenoberkanten der Grundzelle nach den bereits eingangs entwickelten Grundsätzen untersucht. Die Ecken 1, 2' und 3 der Bodenscheiben werden festgehalten. Die Verschlebung v.

Richtung dieses Vektors vr4 wird im gedrehten Verschiebungsplan, vom Endpunkt des Diagonalenzuges ausgehend, eingezeichnet. Die Größe des neuen zusätzlichen Drehvektors in $\overline{A_0}A_0'$ ist cc. Der neue Polygonzug liefert das gewünschte Ergebnis. Das Polygon für den anderen Diagonalenzug wird ebenfalls punktiert eingetragen.

Die Quer- und Seitenscheiben drehen sich um die Schnittpunkte der resultierenden Drehachsen mit den Scheibenflächen, deren Drehpole. Für das Ergebnis ist es ohne Belang, mit welchem Diagonalenzug begonnen wird, es kann auch durch entsprechende Aneinanderreihung der Vektoren von einem Diagonalenzug zum anderen übergegangen werden.

Anschließend werden die einzelnen resultierenden Drehvektoren in ihre Komponenten in Richtung der Querscheiben zerlegt. Letztere Komponenten $(\eta_{10}$ bis $\eta_{40})$ sind ein Maß der Verdrehung der Querscheiben in ihrer Ebene. Werden die einzelnen Größen im gleichen Abstand s_0 vom Drehpunkt aufgetragen und wird $\eta_{40} = 1$ gesetzt, so sind die Verschiebungsgrößen η_{1a} bis η_{4a} , η_{1i} bis η_{4i} , η_1 bis η_4 und η_1' bis η_4' die Ordinaten der Einflußlinien der beiden Haupt- und Längsträger in diesen Punkten. Diese Einflußlinien sind in Bild 5c abgerollt aufgetragen.

Bestimmung der Einflußlinien des Moments in einem Scheibenquerschnitt.

Die Einflußfläche für das Moment an einer beliebigen Stelle des Tragwerkes wird erhalten, wenn man das Tragwerk in diesem Querschnitt durchschneidet, an der entsprechenden Stelle sich ein Gelenk eingebaut denkt und die beiden Scheibenhälften gegeneinander um den Winkel w = 1verdreht (Bild 6). Unter der Bedingung, daß sich das Scheibenwerk von seinen Auflagern nicht abheben soll, ist die so entstandene Verformungsfläche gleich der gesuchten Einflußfläche für die Last P = 1. Wird das

Gelenk in der Höhe b eingebaut, so entstehen nicht nur senkrechte, sondern auch waagerechte Verschiebungen. Letztere haben hier keinen Einfluß, da sie senkrecht zur Lastrichtung stehen und die Bodenscheibe voraussetzungsgemäß nur aus dem unteren Windverband besteht. Die Verschiebung eines Punktes betrage

v = cr. hiermit in senkrechter Richtung

$$v_a = c r \cdot \sin \varphi = c \cdot \frac{a}{\sin w} \cdot \sin \varphi = c a.$$

Unter Berücksichtigung der Bedingungen aus dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen entsteht wieder eine zwangläufige kinematische Kette mit einem Freiheitsgrad.

Die Lasten werden nur in den gemeinsamen Kanten der Seitenscheiben übertragen, weshalb der Momentenverlauf in ihnen (bei Vernachlässigung des Einflusses aus dem Eigengewicht) genau genug als linear angenommen werden kann. Es genügt daher die Angabe der Momente in den Kanten. Bei Berücksichtigung der gelenkigen Verbindung in den Kanten können aus dem Moment M_{mc} sofort die Momente M_{ma} und M_{mb} bestimmt

bewirkt in den Ecken 1' und 3' die Verschiebungen v_1' und v_3' , für welche die Verschlebungspläne gezeichnet werden. Diese sind um 90° gedreht in den Ecken 1 und 3 eingetragen. Werden sie nach 2' verschoben, so

kommen die beiden Verschiebungsgrößen v_2' zur Deckung, und es ergibt sich der in Bild 8b gezeichnete gedrehte Verschiebungsplan. Die Drehgrößen v_{a1} und v_{a3} bestimmen die Verdrehungen der beiderseits anschließenden Tragwerkteile. Wie bei der Einflußlinie des Stützdruckes werden auch hier die resultierenden Drehachsen in die zugehörigen Grunddreiecke eingetragen. Ebenso die Verdrehungen der Querschelben (Bild 9a). Die Einflußlinien für das Moment $M_{2'c}$ der beiden Haupt- und Längsträger für das Grundsystem sind in Bild 9c u. d gestreckt aufgetragen. Da die beiden Längsträger direkt die angrenzenden Querscheiben belasten,

indirekte Lastübertragung, sind die entsprechenden Ordinaten der Querscheiben geradlinig zu verbinden. Die Einflußlinien sind nur noch mit dem Wert $x = \frac{1}{2}$ zu multiplizieren, damit die Verschiebung v_2' der Verdrehung "Eins" entspricht.

Diese müssen jetzt auf die gesuchten Einflußlinien des Ausgangs-systems zurückgeführt werden. Hierzu wird das Stabtauschverfahren herangezogen, das bekanntlich nicht nur die Vertauschung von Ausfachungs-, sondern auch von Auflagerstäben gestattet. Es werden die vier Auflager des Grundsystems mit denen des Ausgangssystems ver-

star a Va U, Bild 6.

tauscht. Infolgedessen sind die vier Einflußlinien des Stützdruckes des Ausgangssystems den Momenteneinflußlinien so zu überlagern, daß die Ordinaten über den vier Auflagern des Ausgangssystems zu Null werden.

Ein bellebiges Moment an der Stelle i des Ausgangssystems ist dann bestimmt durch:

$$M_i = M_{i0} - \varkappa_1 A_{i0} - \varkappa_2 A_{i0'} - \varkappa_3 B_{in} - \varkappa_4 B_{in'},$$

und hiermit wird:

XI

wobei

$$\eta_i = \eta_{i0} - \varkappa_1 \, \xi_{i0} - \varkappa_2 \, \xi_{i0'} - \varkappa_3 \, \xi_{in} - \varkappa_4 \, \xi_{in'} \,,$$

$$=\frac{\eta_{00}}{\xi_0}; \ \mathbf{x}_2 = \frac{\eta_{0'0}}{\xi_{0'}}; \ \mathbf{x}_3 = \frac{\eta_{n0}}{\xi_n}; \ \mathbf{x}_4 = \frac{\eta_{n'0}}{\xi_{n'}}.$$

Mit η_{00} bis $\eta_{n'0}$ werden die Ordinaten der Momenteneinflußlinien des Grundsystems über den vier Auflagern des Ausgangssystems 0 bis n' bezeichnet, während ξ_0 , $\xi_{0'}$, ξ_n und $\xi_{n'}$ die Ordinaten der Einflußlinien der Stützdrücke A_0 , $A_{0'}$, B_n und $B_{n'}$ an diesen Stellen bedeuten. Die Momente der angrenzenden Seitenscheiben können anschließend durch Multiplikation mit den entsprechenden *c*-Werten bestimmt werden. Für die Querträger genügt die Angabe ihrer Stützmomente nicht, da durch die Längsträger Lasten in die Querscheiben übertragen werden. Es ist also notwendig, für die Auflagerpunkte der beiden Längsträger die Momente und damit auch die Einflußlinien zu bestimmen.

In Bild 10 sind die an die durchschnittene Querscheibe grenzenden Zellen zur besseren Übersicht getrennt gezeichnet. Der Verschlebungsplan ist ähnlich dem in Bild 4. Das Tragwerk sei in 1, 3 und im imaginären Gelenk am unteren Rand festgehalten. Die Ecke 2' verschiebe sich in der Ebene der Querscheibe um den Betrag v_2' . Die Verschiebungen der Ecken 1' und 3' sowie der gedrehte Verschlebungsplan sind in die Zelle eingezeichnet. Werden die beiden Verschiebungspläne in einem gezeichnet, so kommen die beiden v_2' zur Deckung. Die Verschiebungspläne der Nachbarzellen schließen sich an v_{a1} und v_{a3} an. Die Drehungen der Querscheiben werden wie bisher bestimmt, der

Wert $z = \frac{1}{\eta}$ wird der umgeklappt gezeichne-

ten Drehung der durchschnittenen Querscheibe entnommen. Anschließend können die vier Einflußlinien des Grundsystems gezeichnet werden. Ihnen sind die Einflußlinien des Stützdruckes wie im vorigen Beispiel zu überlagern. Bei Bekanntsein der Auflagerdrücke der Längsträger und der Momente M_{mc} und $M_{m'c}$ der Querscheiben kann der Momentenverlauf in diesen auch ohne die Konstruktion von Zwischeneinflußlinien direkt bestimmt werden.

Bestimmung der Einflußlinien für die Querkraft in einem Scheibenquerschnitt.

Die Einflußfläche der Querkraft an der Stelle c des Scheibenwerkes entsteht, wenn die entsprechende Scheibe an der Stelle c durchschnitten wird und die beiden Scheibenhälften

in der Schnittrichtung um den Betrag Eins verschoben werden. Die Untersuchung der Lagerverhältnisse der durchschnittlichen Grundzelle ergibt, daß dieses System einen Freiheitsgrad besitzt, wenn noch folgende Bedingungen berücksichtigt werden:

Das Prinzip der virtuellen Verschlebungen verlangt, daß die durchschnittenen Scheibenhälften keine Längsverschlebung und keine Drehung mitmachen.

Das Tragwerk muß auch nach der Verformung auf seinen vier Lagern aufruhen. Dadurch kommen die beiden kinematischen Ketten miteinander in Verbindung. Da die beiden Scheibenhälften keine Verdrehung erleiden dürfen, ergibt sich, daß das gesamte Tragwerk wie bei der Bestimmung der Einflußfläche des Stützdruckes verformt und dann im verformten Zustand an der entsprechenden Stelle c durchschnitten wird. Durch eine

zusätzliche Verdrehung der der Schnittstelle gegenüberliegenden Seitenscheibe wird die zweite Tragwerkhälfte so lange gedreht, bis sie auf ihren Lagern aufruht. Dabei wird auch eine Drehung um die durch die Lager der ersten Tragwerkhälfte gehende Drehachse notwendig sein. Die Vektorgröße der Verdrehung der rechten Tragwerkhälfte um b_3 (Bild 11 b) ist gegeben durch $\overline{3'3'} - \overline{2'3'} = \overline{2'3'}$; es verschiebt sich also die rechte Hälfte des gedrehten Williot-Planes um $\overline{2'3'}$ nach links (gestrichelt gezeichnet).

Der Schnittpunkt der Vektorrichtungen 00' und $\overline{55'}$ gibt die Größe der zusätzlichen Drehung um die Achse $\overline{A_0 A_0'}$ bzw. um $\overline{B_5 B_5'}$ an. Werden nun die resultierenden Drehvektoren und die Verdrehungen der Querscheiben in den Grundriß Bild 11 a eingezeichnet, so ergibt sich, daß die Scheibe a_5 auf den Lagern B_5 und B_5' nicht aufliegt, sondern zur Verbindungsgeraden durch die beiden Auflager parallel steht.

Es erweist sich wieder als vorteilhaft, wie im vorigen Abschnitt so auch hier, die Beziehungen der einzelnen statischen Größen untereinander zu verwenden. Mit diesen sollen die Lagerbedingungen B_5 und B_5' erfüllt werden. Den soeben erhaltenen Einflußlinien der Querkraft in c sind die Einflußlinien des Stützdruckes B_5 und B_5' so zu überlagern, daß dort die Ordinaten zu Null und so die Auflagerbedingungen erfüllt werden. Hiermit wird:

$$Q_i = Q_{i0} - \varkappa_1 B_n - \varkappa_2 B_n$$

Fuchs, Kinematische Ermittlung der Einflußlinien gekrümmter Brücken

DER STÄHLBAU Beilage zur Zeltschrift "Die Bautechnik"

beziehungsweise:

wobei

$$x_1 = \frac{\xi_{n\,0}}{\xi_n}$$
 und $x_2 = \frac{\xi_{n'\,0}}{\xi_{n'}}$ ist.

 $\zeta_i = \zeta_{i0} - x_1 \, \xi_{in} - x_2 \, \xi_{in'},$

Es bedeuten ξ_{in} und $\xi_{in'}$ die laufenden Ordinaten der Einflußlinien des Stützdruckes für *n* bzw. *n'*; ξ_n und ξ_n' sind dabei die Ordinaten der Einflußlinien des Stützdruckes bei *n* und $n' \dots \xi_n = \xi_{n'} = 1$; ζ_{no} und $\zeta_{n'o}$ sind die Ordinaten der gezeichneten Querkrafteinflußlinie bei *n* bzw. *n'*.

Der gedrehte Williot-Plan, Bild 11b, läßt sich noch weiter vereinfachen, da die Drehgröße der der Schnittstelle gegenüberliegenden Scheibe hier nicht gebraucht wird. Der zur rechten Tragwerkhälfte gehörige Teil des gedrehten Verschiebungsplanes wird gleich anschließend an den linken gezeichnet. Dadurch entsteht der volle gedrehte Verschlebungsplan des Stützdruckes. Soll dieser zu dem gleichen Ergebnis wie oben führen, so muß der Punkt c auf 00' (Schnittpunkt der Vektorrichtungen ao und a_5) parallel zu b_2 , der der Schnittstelle gegenüberliegenden Scheibe, nach c auf 5-5' verschoben werden. Die Verschiebungsgröße b_2 ergibt sich jetzt aus c c - 2' 3'in Bild 11b. Wurde der Punkt c durch eine zusätzliche Drehung des Tragwerks um 00' als Achse erhalten, so läßt sich das gleiche für c in bezug auf die Drehachse durch 55' sagen. Die resultierenden Drehachsen der linken Scheibenwerkhälfte werden von c ausgehend, die der rechten von c aus ermittelt und im Grundriß eingetragen. Die Einflußlinien des Grundsystems sind in Bild 11c u. d gestreckt aufgetragen. Bei den Einflußlinien der Längsträger L_1 und L_2 erscheint die übliche Spitze der Querkrafteinflußlinie abgeschrägt, da indirekte Belastung vorliegt. Der Maßstab der Ordinaten der Einflußlinien des Grundsystems ergibt sich aus der Bedingung, daß die Ordinate der Einflußlinie H_2 an der Schnittstelle gleich Eins sein muß.

Über die ganze Länge einer Seltenscheibe bleibt die Querkraft konstant, da die Lasten voraussetzungsgemäß bloß in den gemeinsamen Kanten übertragen werden. Es gilt:

 $Q_i = Q_{i+1} \pm \Delta Q_i,$

worin Q_i und Q_{i+1} die Querkraft in den Scheiben *i* und i+1und $\triangle Q_i$ die zusätzliche Querkraft in der Querscheibe *i* infolge der gegenseitigen Abstützung der Seitenwände bedeuten. Die Bestimmung der Querkräfte in den Seitenscheiben genügt also auch zur Bestimmung der $\triangle Q_i$ in den Querscheiben.

Bei Verwendung einer weiteren Beziehung zwischen den einzelnen statischen Größen läßt sich die Konstruktion der Einflußlinien der Querkraft noch weiter vereinfachen und wird für die meisten Anwendungsfälle zu verwenden sein.

Da sämtliche Lasten nur in den gemeinsamen Kanten übertragen werden können, ist die Querkraft in einer Seltenscheibe konstant. Ebenso ist sie voraussetzungsgemäß in der Querscheibe zwischen den beiden Längsträgern sowie auch seitlich von diesen konstant, wodurch sie sich aus folgender Beziehung ableiten läßt:

$$Q_{i} = \frac{\Delta M_{i}}{s_{i}} = \frac{M_{ib} - M_{i+1,a}}{s_{i}},$$
$$\zeta_{i} = \frac{\eta_{i,b} - \eta_{i+1,a}}{s_{i}}.$$

Die Einflußlinie der Querkraft ergibt sich somit aus der Differenz zweier Momenteneinflußlinien. Nur werden diese keinen Sprung aufweisen, da dieser bei indirekter Belastung nicht auftritt.

Es können hiermit sämtliche Querkräfte ermittelt werden, so daß nur noch die Normalkräfte und die Strebenkräfte des unteren Windverbandes zu untersuchen wären. Um die Einflußfläche der Normalkraft zu finden, wird eine Seitenscheibe durchschnitten und ihr die Längenänderung Eins erteilt. Da es sich hier bloß um eine Parallelverschiebung in waage-

rechter Richtung handeit, treten keine Senkungen der Bodenscheiben ein, woraus hervorgeht, daß bei Beanspruchung des Scheibenwerkes durch die Verkehrslasten und das Eigengewicht keine Normalkräfte entstehen. Bloß bei Winddruck werden Normalkräfte hervorgerufen. Die entsprechenden Einflußlinien werden nach den Regeln der ebenen Kinematik bestimmt. Die Einflußliäche der Strebenkräfte des unteren Windverbandes wird durch Durchschneiden eines Stabes und anschließende Längenänderung Eins gefunden. Für die Beanspruchung durch die Hauptlasten bleiben die Streben spannungslos. Für sie gilt das gleiche wie für die Normalkräft in den Seitenscheiben.

Das hier entwickelte Verfahren ermöglicht hiermit die graphische Bestimmung der Einflußlinien von Tragwerken mit ganz unregelmäßiger Feldaufteilung. Durch die Ausnutzung der Zusammenhänge zwischen den einzelnen statischen Größen werden sehr einfache und zweckmäßige Lösungen gefunden. Die gezeigte Methode ermöglicht demnach nicht nur die graphische Ermittlung der Einflußlinien von Tragwerken ungleicher Feldaufteilung und Ausbildung mit waagerechten Bodenscheiben, sondern auch mit solchen, die zur Grundrißebene geneigt sind. Aber auch die Seitenscheiben können die Gestalt von Trapezolden annehmen und mit der Bodenscheibe beliebige Winkel einschließen. Dies zu erläutern, das entwickelte Verfahren an Hand von Beispielen, von Brücken, Plattformen und gewundenen Treppen zu zeigen, sowie die Anwendung auf statisch unbestimmte Systeme sei späteren Veröffentlichungen vorbehalten.

INHALT: Die Stahikonstruktionen des Deutschen Hauses auf der internationalen Ausstellung Paris 1937. – Über Leichtfahrbahntragwerke für stählerne Straßenbrücken. – Beltrag zur Plastizitätstheorie des Durchlaufträgers. – Die stählernen Oderbrücken im Zuge der Verkehrsstraße Ost bei Stettin. – Klaematische Ermittlung der Einflußlinien gekrömmter Brücken.

Verantwortlich für den Inhalt: Och. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. - Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W9. - Druck: Buchdruckerei Oebrüder Ernst, Berlin SW 68.