

# DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 23. August 1940

Heft 36/37

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Neubau der Charlottenburger Brücke.

Von Heinrich Langer, Beigeordneter der Reichshauptstadt Berlin, Stadtbaurat für den Tiefbau.

Wie der Generalbauinspektor Albert Speer in seiner grundsätzlichen Veröffentlichung über die Neugestaltung der Reichshauptstadt vom 28. Januar 1938 dargestellt hat, wird das große Straßenkreuz der beiden Achsen das städtebauliche Gerippe des neuen Berlin sein.

Am 19. April 1939 konnte der Generalbauinspektor dem Führer bereits die Fertigstellung eines wesentlichen Teils der Ost-West-Achse melden: der Strecke Brandenburger Tor bis Adolf-Hitler-Platz.

Mit der tiefbautechnischen Bearbeitung sowie mit der Ausführung der Bauarbeiten hatte der Generalbauinspektor den Verfasser dieser Abhandlung betraut. Sämtliche städtebaulichen Forderungen, die der Ausführung der Tiefbauarbeiten zugrunde lagen, waren in den vom Generalbauinspektor aufgestellten Plänen bis in alle Einzelheiten festgelegt.

Im Zuge der Ausführungsmaßnahmen wurde außer der Durchführung einer Reihe anderer bedeutungsvoller Bauvorhaben der Umbau der Charlottenburger Brücke über den Landwehrkanal notwendig, deren Lage, Einteilung und Höhe den durch den Ausbau der Achse gestellten Anforderungen nicht mehr genügte. Das alte Bauwerk war in den Jahren 1904 bis 1909 von der früheren Stadtgemeinde Charlottenburg als massive Gewölbebrücke erbaut worden. Seine lichte Weite betrug senkrecht zur Kanalachse gemessen 25 m. Die Breite des Bauwerks war mit 55 m für damalige Verhältnisse ungewöhnlich groß. Die Widerlager bestanden unterhalb der Kanalsohle aus Schütteleton, darüber aus Stampfbeton, während das Gewölbe aus Hartbrandsteinen gemauert war (Abb. 1 u. 2). Entsprechend der schon damals überragenden Bedeutung des Straßenzuges hatte die Brücke durch Aufstellung torartiger Aufbauten eine besonders reiche Ausschmückung erhalten.



Abb. 1. Ansicht der alten Brücke von Süden.

Volkstümlichkeit wieder aufgestellt werden (Abb. 3 u. 4). Die gestellte Aufgabe wurde durch zwei weitere Forderungen außerordentlich erschwert. Der Generalbauinspektor legte auf eine rampenlose Überführung der Ost-West-Achse über den Landwehrkanal entscheidenden Wert. Infolgedessen stellte er die Bedingung, den durch die gewölbte Brücke in der Straße gebildeten Buckel abzutragen und den Scheitel des Bauwerks soweit als möglich zu senken. Zugleich wurde von der Reichswasserstraßenverwaltung mit Rücksicht auf die erheblichen Erschwernisse für die Schifffahrt, die sich aus der Verbreiterung des Bauwerks in der stark gekrümmten Wasserstraße ergaben, verlangt, daß die Brücke eine uningeschränkte Durchfahrthöhe von 3,30 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstand auf 25 m Breite erhalten müßte. Beide Forderungen führten zwangsläufig dazu, das alte Brückengewölbe abzubauen und durch einen neuen Überbau zu ersetzen, der den gestellten Bedingungen entsprach.

Die neue Brücke ist mit ihrer Gesamtbreite von 75 m die bisher breiteste Deutschlands. Die Mitte wird von einem 4,00 m breiten Trennstreifen eingenommen. Beiderseits schließen sich 14,50 m breite Fahrbahnen an, die je vier Fahrspuren von 3,00 m und einer Standspur von 2,50 m Breite Raum bieten. Da der Mittelkörper bei festlichen Anlässen befahren werden soll, beträgt seine Bordschwellenhöhe über den Fahrbahnen nur 4 cm. An die Fahrbahnen schließen sich 8,76 m breite Gehbahnflächen an, die sich aus der Stellung der Hauptpfeiler des Toraufbaues zwangsläufig ergeben haben. Es folgen nach außen die 2,00 m breiten Radwege und schließlich die eigentlichen Gehbahnen, deren Abmessungen je 10,24 m betragen. — Als Baustoff kam wegen der gestellten Bedingungen lediglich Stahl in Betracht. Bei der Wahl der Brückenbauweise schied von vornherein jedes gewölbte oder über die Verkehrsfläche herausragende Tragwerk aus. Es stand daher nur zur Entscheidung, ob die zu errichtende Deckbrücke als Balken auf zwei Stützen oder als Zweigelenrahmen auszuführen war. Eine Balkenbrücke hätte wegen der geringen zur Verfügung stehenden Bauhöhe ein zu biegsames Tragwerk bei sehr großem Stahlaufwand

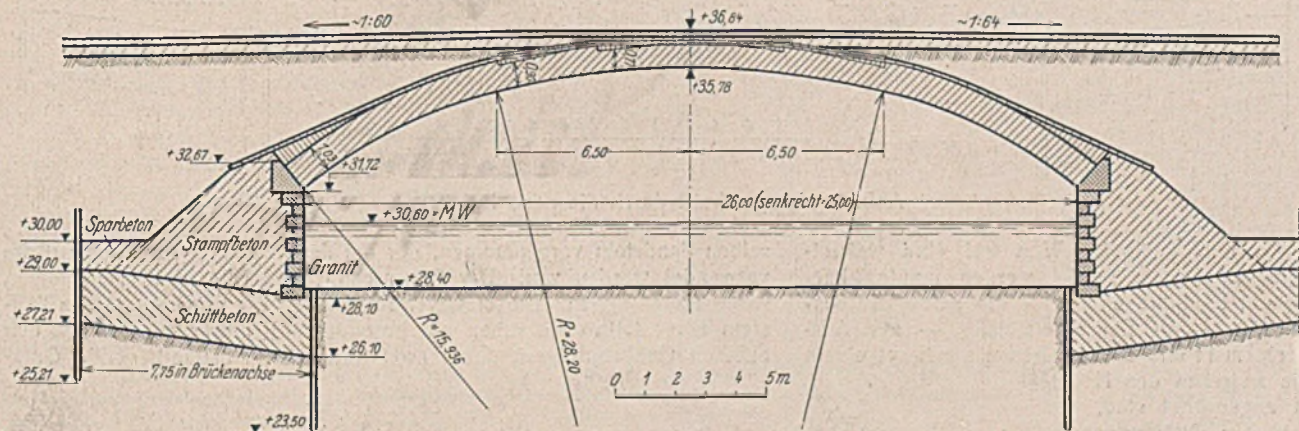


Abb. 2. Längsschnitt durch die alte Brücke.

Die Großzügigkeit der neuen Planung erzwang eine geradlinige Führung der Achse und damit zwischen dem Platz am Knie und dem Großen Stern eine Verschiebung der Straße in südlicher Richtung. Sie machte ferner eine völlige Neueinteilung des Straßenzuges notwendig unter Schaffung zweier durch einen Mittelstreifen getrennter Richtungsfahrbahnen, die je 14,50 m Breite erhielten. Die Aufgabe lautete also, die Charlottenburger Brücke entsprechend der Straßenverschiebung um 20 m nach Süden zu verbreitern, ihre Einteilung dem neuen Straßentwurf anzupassen und im Zusammenhang damit die Aufbauten zu beseitigen. Diese sollten jedoch auf Anordnung des Führers wegen ihrer

ergeben. Wegen der Forderung, die Ansichtflächen des Überbaues mit Werksteinen zu verkleiden, mußte Wert auf eine möglichst steife Brücke gelegt werden. Daher war eine Balkenbrücke nicht am Platze.

Als günstigstes Brückentragwerk wurde eine Deckbrücke aus Stahl gefunden, deren Hauptträger aus Zweigelenrahmen in geschweißter Bauart bestehen (Abb. 5). Hierbei war es von besonderem Vorteil, daß die schweren Widerlagerkörper der alten Gewölbebrücke bestehen bleiben und zur Aufnahme der großen Rahmenschübe herangezogen werden konnten. Wie sich die Bodenpressung unter den Widerlagern durch die Anordnung des neuen Überbaues geändert hat, ist in Abb. 6 dargestellt.

Die Mittelkraft ist zur Mitte der Widerlagersohle gewandert und nahezu senkrecht. Die Bodenbeanspruchung ist gleichmäßiger geworden. Die Kantenpressung hat sich auf die Hälfte vermindert und liegt erheblich unter der zulässigen Grenze. Bei der Ausführung einer Balkenbrücke hätte sich die Spannungsfläche der Bodenpressung umgekehrt, da die größere Kantenpressung hierbei auf der Wasserseite entstanden wäre.

Bucket in dem Straßenzug um 1,51 m zu senken. Wegen der ungewöhnlichen Breite der Brücke wurde unter dem Mittelstreifen eine Dehnungsfuge durch beweglichen Anschluß der Querträger an den Hauptträger des Mittelstreifens angeordnet. Das Fahrblech wurde über dieser Stelle nach oben gewölbt, Beton- und Kleinsteinpflaster jedoch fugenlos darüber verlegt. Die Brücke hat ein Stahlgewicht von 746 t.

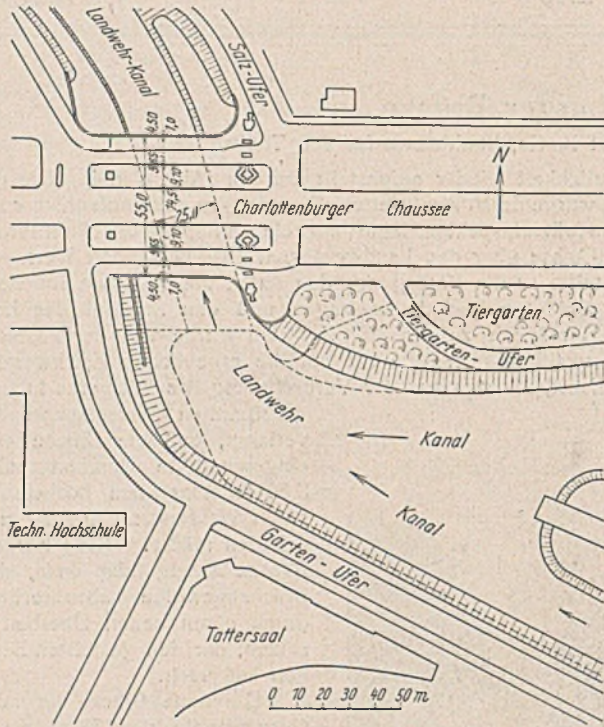


Abb. 3. Übersichtsplan der Charlottenburger Brücke (alter Zustand).

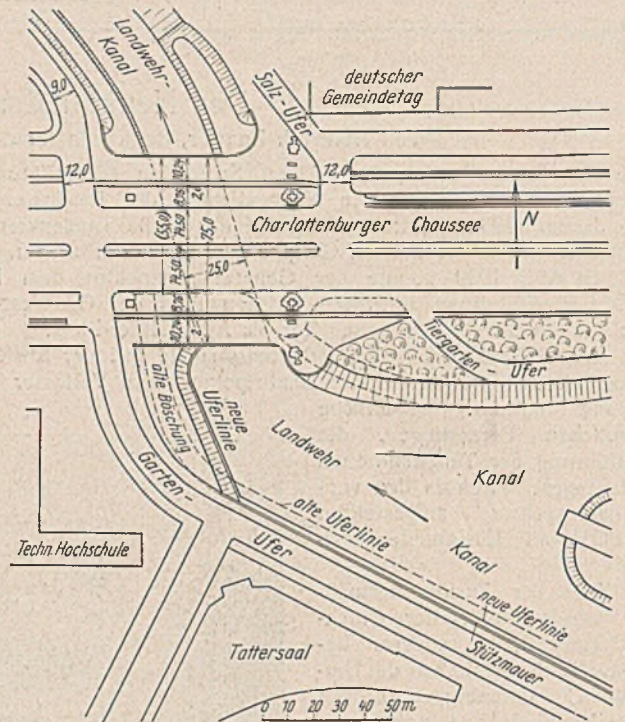


Abb. 4. Übersichtsplan der Charlottenburger Brücke (neuer Zustand).

Nur für die Auflagerung des Überbaues und für die Landanschlüsse der Brückenfahr- und -gebahnen waren Veränderungen der alten Widerlager über dem Wasserspiegel notwendig.

Das entspricht einem Aufwand von 340 kg/m<sup>2</sup>. In Anbetracht der außerordentlich knappen Bauhöhe ist das Stahlgewicht sehr gering.

Bemerkenswert ist die geringe Bauhöhe der neuen Brücke. Die in einem Abstand von 1,98 m voneinander angeordneten Rahmen aus Stahl St 37 haben bei einer Stützweite von 27,70 m eine Höhe von nur 80 cm.

Da die Toraufbauten wieder aufgestellt werden sollten, wurde es für die einheitliche Wirkung des Baukörpers für notwendig gehalten, den stählernen Überbau zu verkleiden. Diese Verkleidung wurde in dem-

Das Verhältnis Trägerhöhe : Stützweite beträgt 1 : 34,6. Die Durchbiegung des Tragwerks unter der ständigen Last ist 2 cm, für die Verkehrslast errechnet sie sich zu 4 mm oder 1/680 der Spannweite. Die Hauptträger haben beim Zusammenbau eine Überhöhung im Scheitel von 3 cm erhalten. Die Linie der größten Momente zeigt Abb. 7.

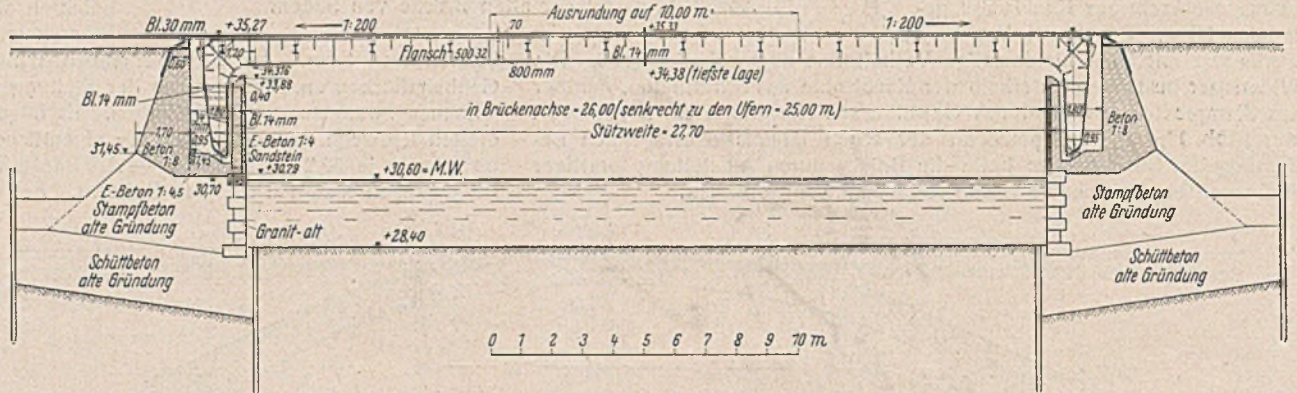


Abb. 5. Längsschnitt durch die neue Brücke.

Da entscheidender Wert auf eine weitestgehende Senkung des Brückenscheitels gelegt werden mußte, kam zur weiteren Beschränkung der Bauhöhe eine über die ganze Brückendecke laufende Leichtfahrbahn — in Berlin erstmalig — zur Ausführung. Sie besteht aus einem 11 mm dicken ebenen Blech auf einem Rost von Längsträgern, die zwischen den Hauptträgern so weit versenkt angeordnet sind, daß ihre oberen Flanschen mit den Obergurten der Hauptträger bündig sind (Abb. 8 u. 9). Auf dem Blech ist unter Verzicht auf Unterbeton und Dichtung unmittelbar die 7 cm dicke Asphalttschicht ausgeführt worden. Sie besteht aus einer 4 cm dicken Asphaltbinderschicht, die durch Drahtgeflecht bewehrt ist, und aus der 3 cm dicken Verschleißdecke aus Hartgußasphalt. Das Drahtgeflecht ist mit dem Tragblech durch Schweißung unter Einschaltung von Abstandbolzen verbunden. Diese Bauart hat es gestattet, mit einer Bauhöhe von nur 0,88 m, an der Bordschwelle der Gehbahn gemessen, auszukommen und den

selben Sandstein vorgenommen, der bei der Erbauung der alten Brücke verwendet worden war. Der Fugenschnitt des Überbaues zeigt einen scheinbaren Bogen. Die massiven Brüstungen der Brücke sind aus Tuffstein hergestellt. Sie ruhen auf besonderen Randträgern, die mit den äußeren Gehbahnträgern durch zwei kurze übereinanderliegende Quer-

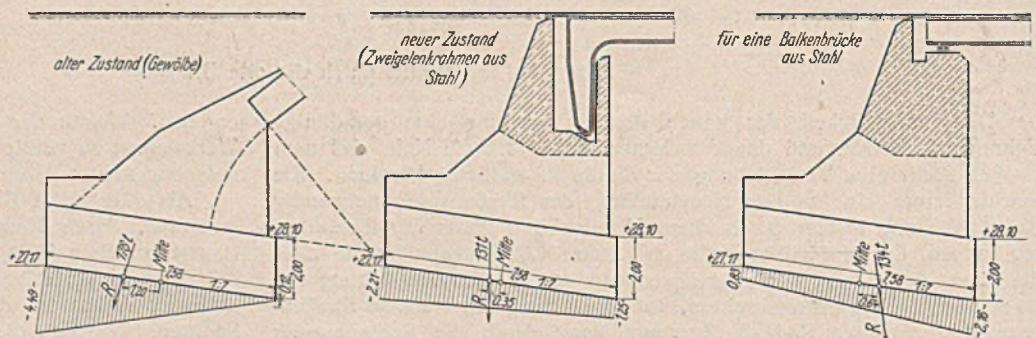


Abb. 6. Bodenpressungen.

träger verbunden sind. Der Zwischenraum zwischen beiden Hauptträgern ist durch Beton geschlossen. Die Werksteine der Hauptträgerverkleidung werden durch Steinanker gehalten, die durch den Randträger hindurch in den Beton greifen (Abb. 10). Auch innerhalb der Durchfahrt sind die Rahmenstiele durch Anordnung einer mit Sandstein verkleideten Abschluß-

Jedoch wurde dieser Fall von vornherein in Betracht gezogen und der Abbau unter möglicher Schonung und sorgfältiger Kennzeichnung der einzelnen Teile ausgeführt. Hierfür wie für den späteren Wiederaufbau wurde die Mitarbeit des Schöpfers der Aufbauten, Professor Schaeede, gewonnen. Der Abbruch der Aufbauten war Mitte Januar 1938 beendet.

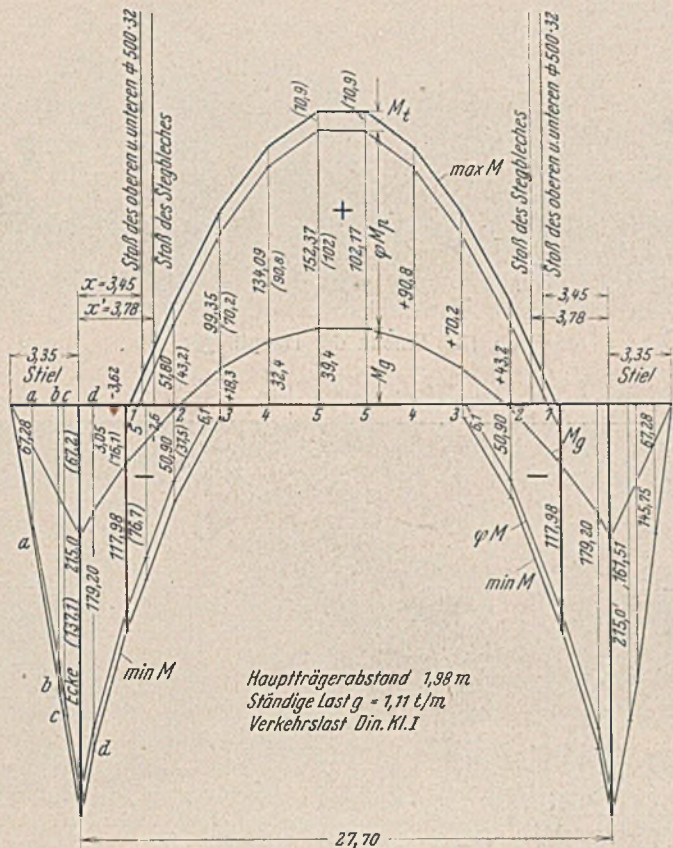


Abb. 7. Größte Momente.

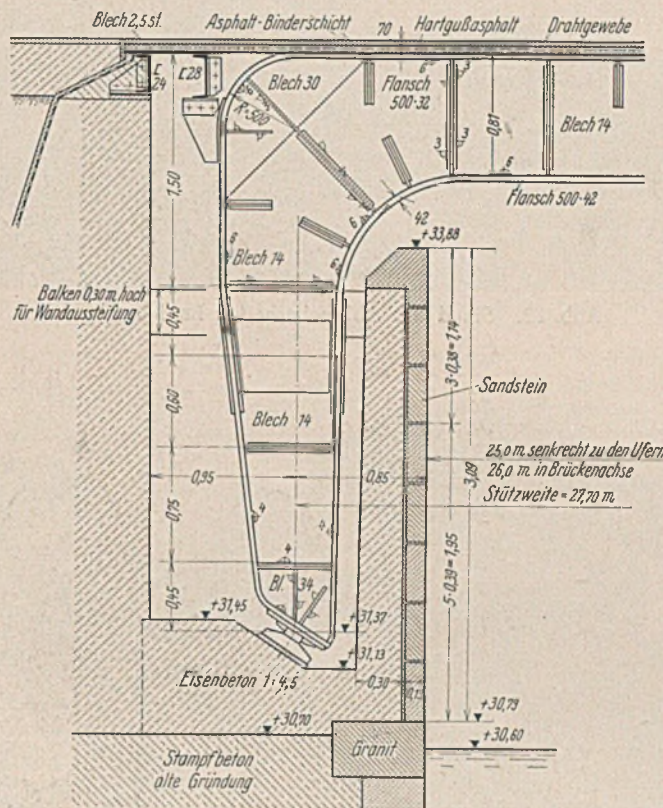


Abb. 11. Rahmenstiel mit Uferwand.

wand den Blicken entzogen. Die Abschlußwand wird durch kurze Eisenbetonbalken gegen die Kammermauer abgestützt. Die Zugänglichkeit der Lager und Rahmenstiele ist bei einem ausreichenden Hohlraum zwischen Abschlußwand und Kammermauer voll gewährleistet (Abb. 11).

Kurz zuvor war die Herstellung des Leitwerks für die zwischenzeitliche Aufrechterhaltung der Schifffahrt in Angriff genommen worden. Der Schiffsverkehr wurde wegen des äußerst beschränkten Raumes auf eine Fahrspur beschränkt, so daß eine Regelung durch Signaldienst erforderlich war.

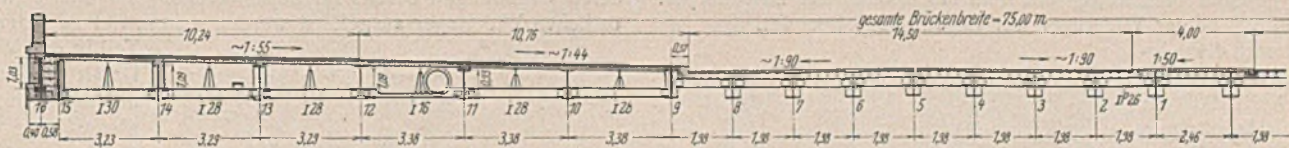


Abb. 8. Querschnitt des Überbaues.

Die weiteren Einzelheiten des Bauwerks gehen aus den Abbildungen hervor.

Die Bauarbeiten mußten, da der starke Verkehr in dem Straßenzug aufrechtzuerhalten war, in zwei Abschnitten ausgeführt werden. In Übereinstimmung mit dem Ausbau der beiderseits anschließenden Straßenteile wurde mit der südlichen Brückenhälfte begonnen. Die Grenze beider Bauabschnitte bildete die Achse des neuen Bauwerks. Zuerst wurden die Tor- und Pfeileraufbauten der Brücke abgebrochen. Zu diesem Zeitpunkt war es noch fraglich, ob das Tor wieder aufgestellt werden würde.

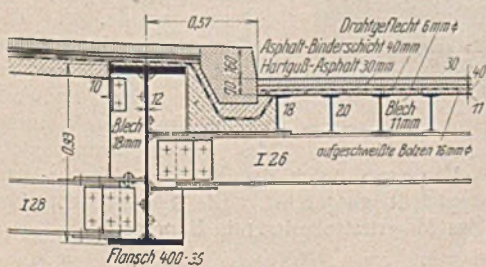


Abb. 9. Übergang von der Gehbahn zum Fahrdamm.

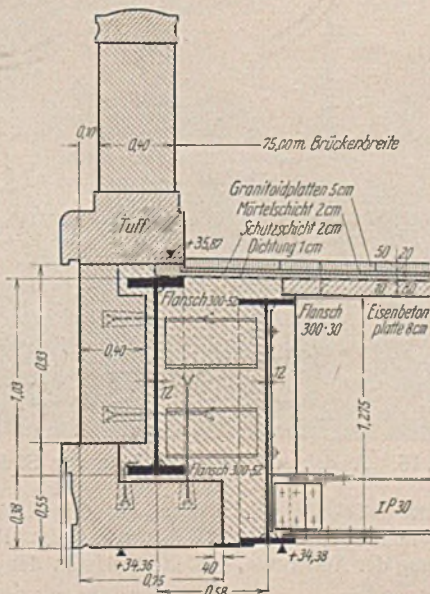


Abb. 10. Schnitt durch die Brüstung in Brückenmitte.

Im Schutze des Leitwerks wurde die Abbrücherrüstung für den südlichen Gewölbeteil aufgestellt und nach Beseitigung der Straßendecke und der Überschüttung der Abbruch des Bogens durchgeführt. Die Abbrucharbeiten wurden mit Druckluftschlämmern und Wasserdrukpressen vorgenommen (Abb. 12). Die unter der südlichen Straßenhälfte vorhandenen Leitungen wurden hierbei auf eine Notbrücke umgelegt, soweit sie nicht entbehrlich waren.

Wegen der fortgeschrittenen Jahreszeit begann die Verbreiterung des Widerlagers und die Herstellung der neuen Flügelbauten erst im März 1938. Die Gründung wurde in üblicher Weise zwischen eisernen Spundwänden ausgeführt. Während es bei dem östlichen Widerlager möglich war, bei offener Wasserhaltung die Sohle aus Stampfbeton herzustellen, mußte mit Rücksicht auf den überaus starken Wasserandrang bei dem westlichen Widerlager und Flügelbau zur Anwendung von Schüttbeton unter Wasser gegriffen werden. Andere Verfahren verboten sich wegen der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit. Da sonst der Baugrund in jeder Beziehung einwandfrei war, ergaben sich bei der Gründung keine besonderen Schwierigkeiten. Die Verkleidung der neuen An-

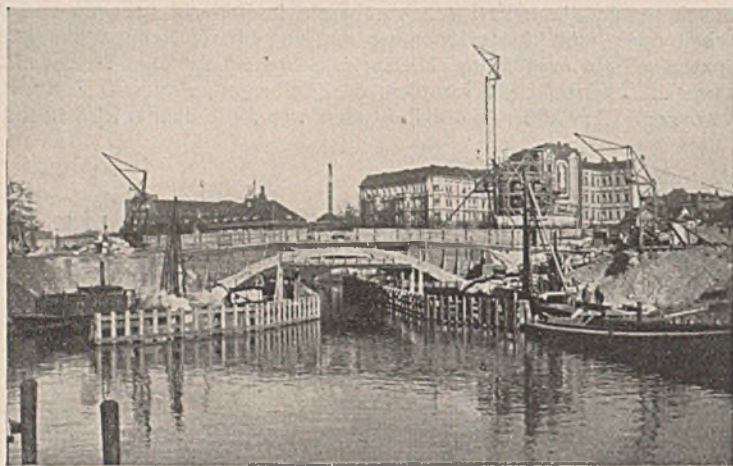


Abb. 12. Stand der Abbrucharbeiten im März 1938.



Abb. 13. Einbau der Hauptträger.

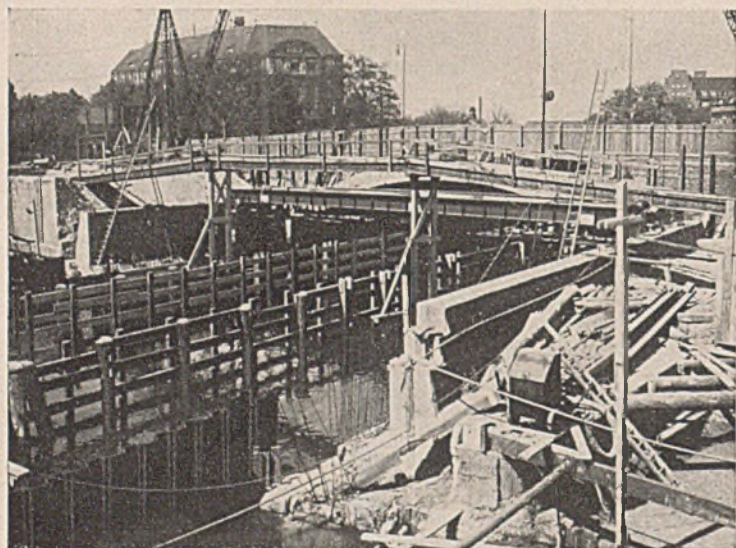


Abb. 14. Neue Hauptträger und Kammermauern.

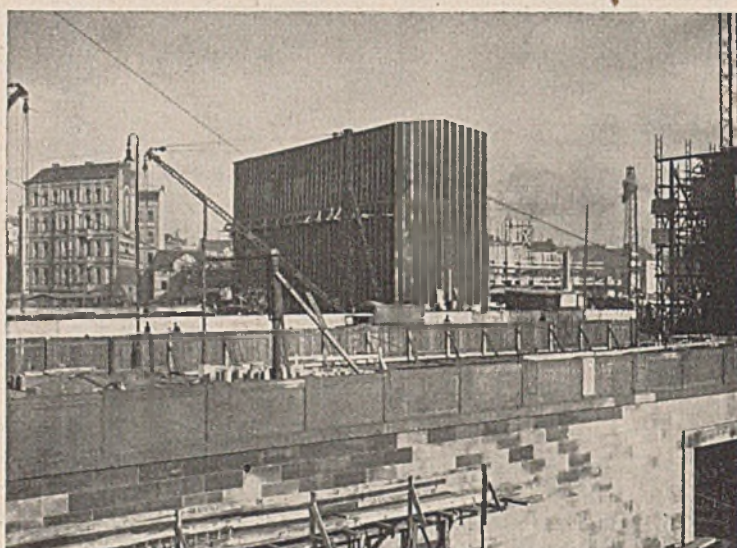


Abb. 15. Frostschutzhalle für Toraufbauten.

sichtsflächen geschah gleichzeitig mit dem Hochführen der Betonkörper. Die Verbreiterung beider Widerlager war im Juli 1938 beendet.

Während noch diese Arbeiten im Gange waren, begann am 11. April 1938 der Einbau der Hauptträger. Die 28,7 m langen Träger wurden in der Werkstatt fertig zusammengebaut und in einem Stück durch Lastkraftwagen zur Baustelle gefahren. Jeder Träger hatte ein Gewicht von rd. 14 t. Sie wurden mit Schwenkkränen eingebaut. Unmittelbar im Anschluß hieran wurden die neuen Kammermauern und Widerlager-Anschlüsse fertiggestellt (Abb. 13 u. 14). Mit der Verlegung der Leitungen in die ihnen zugewiesenen Räume unter der Gehbahn und der Herstellung der Fahr- und Gehbahn fand der erste Bauabschnitt seinen Abschluß. Dieser Bauwerkteil wurde am 23. August 1938 dem Verkehr übergeben.

Der zweite Bauabschnitt, also der nördliche Teil der Brücke, wurde unmittelbar nach der Verkehrsumleitung in Angriff genommen; er bot nichts besonders Erwähnenswertes. Die Wiederherstellung der Aufbauten,

deren Gründungen bereits im Zusammenhang mit den Betonarbeiten am östlichen Widerlager ausgeführt worden waren, fiel zu einem erheblichen

Teil in den Winter 1938/39. Damit die Aufrichtung unabhängig von der Witterung planmäßig vorgenommen werden konnte, wurde für die nördlichen Aufbauten eine heizbare Frostschutzhalle aufgestellt (Abb. 15). Die südlichen Aufbauten waren bereits vor Eintritt des Frostes vollendet. Die Ansicht der fertigen Brücke zeigt Abb. 16.

Die Charlottenburger Brücke wurde am 19. April 1939 nach der kurzen Bauzeit von knapp 1½ Jahren vollendet. Daß diese Frist trotz der Schwierigkeiten, die beide Winter in reichlichem Maße boten, eingehalten wurde, war der reibungslosen Zusammenarbeit aller Beteiligten zu danken. Das Bauwerk wurde nach der Weisung des Generalbauinspektors

unter der Oberleitung des Verfassers durch das Brücken-, Wasser- und Bahnbauamt der Reichshauptstadt ausgeführt. Die künstlerische Gestaltung lag in der Hand des Magistratsoberbauamts Ermisch.

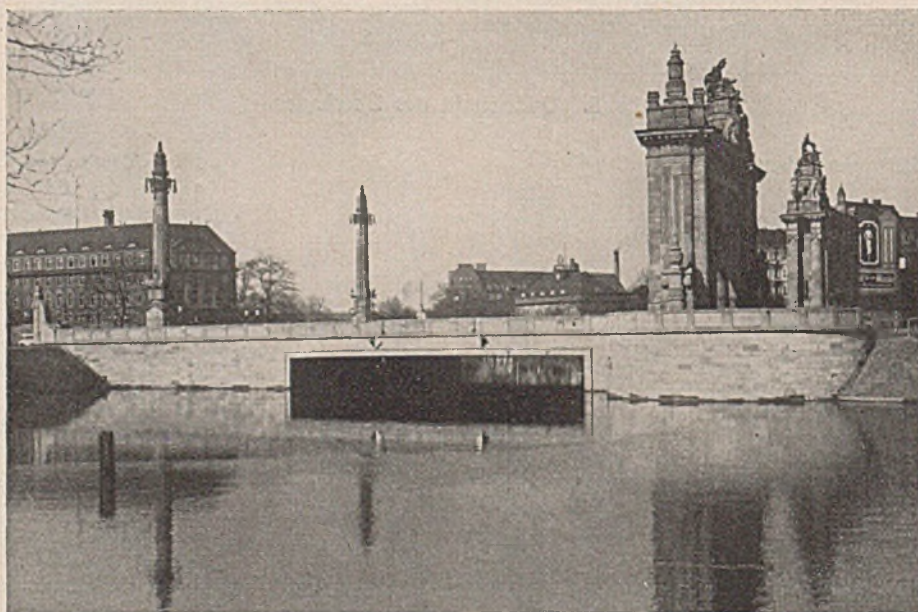


Abb. 16. Ansicht der neuen Brücke von Süden.

Alle Rechte vorbehalten.

## Leichtbau — eine Forderung unserer Zeit.

### Anregungen für den Hoch- und Brückenbau.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Fritz Leonhardt in Rodenkirchen bei Köln.

#### I. Einleitung.

Die Bauaufgaben, die dem Großdeutschen Reich nach dem Krieg dank der politischen Zielsetzung erwachsen, werden auf allen Gebieten gewaltige sein. Die Arbeitskräfte und Rohstoffe werden weiterhin knapp sein, Leistungssteigerung wird auch künftig gefordert werden. Die menschliche Arbeitskraft muß dann hochwertiger Arbeit zugeführt werden, während die einfache, aber schwere Arbeit den Maschinen zufällt. Die verfügbaren wertvollen Stoffe müssen sparsam und zweckmäßig verwendet werden. Beide Forderungen führen im Bauwesen zu hochwertigen Leichtbauweisen, deren Entwicklung im Brücken- und Hochbau noch in den Anfängen steckt. Nicht nur die Durchbildung der Bauwerke selbst, sondern die Geräte, Gerüste und Herstellungsverfahren müssen unter diesem Gesichtspunkt verbessert werden.

Leichtbau ist eine Forderung unserer Zeit. Leichtbau ermöglicht große Erzeugungsmengen mit geringstem Stoff- und Arbeitsaufwand. Wenn ein Bauwerk durch neue Bauweisen weniger Arbeit oder weniger Baustoffe benötigt als früher, dann wird durch die Ersparnisse die Erfüllung weiterer Aufgaben im gleichen Zeitraum ermöglicht. In einem gewissen Zeitabschnitt kann mit dem Leichtbau mehr gebaut und geleistet werden als mit den hergebrachten Bauweisen. Leichtbau muß in immer stärkerem Maße für alle Bauteile gefordert werden, die aus knappen Baustoffen gefertigt werden, wie z. B. aus Metallen. Der Leichtbau ist auf vielen Gebieten der Technik weit entwickelt, nicht aber im Stahlbau. Im Leichtbau bemüht sich der Ingenieur, hochwertige Baustoffe in einer statisch günstigen Form anzuordnen und möglichst allseitig auszunutzen. Er strebt an, mit einem Bauteile möglichst viele Anforderungen zu befriedigen und vor allem raumabschließende Flächen gleichzeitig zum Tragen heranzuziehen.

Leicht Bauen bedeutet aber nicht schlechter Bauen auf Kosten der Sicherheit oder Haltbarkeit, sondern im Gegenteil sicherer Bauen durch die Abkehr von Trägerformen, die trotz hohen Baugewichts empfindlich sind gegen örtliche Verletzungen. Im Leichtbau vollzieht sich eine Rückkehr von den mathematisch ausgeklügelten Trägern zu den Bauformen der Natur, die oft genug mit geringsten Abmessungen erstaunliche Tragfähigkeit erzielt, man denke nur an einen Kornhalm, der als leichtes Zellenrohr von nur 4 bis 8 mm Durchm. schwere Ähren in 1200 bis 1800 mm Höhe ausmittig trägt und auch noch dem Wind standhält (Abb. 1).

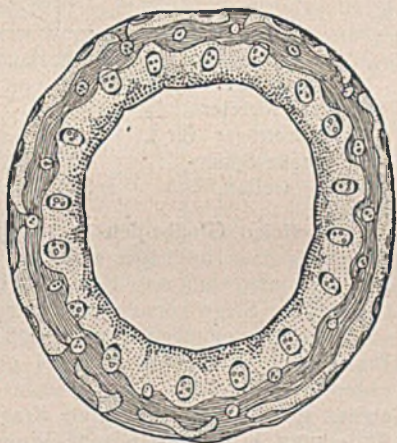


Abb. 1.  
Querschnitt durch einen Strohalm.

Selbst Bauwerke, die über lange Jahrhunderte bestehen und vom Schaffen unserer Zeit zeugen sollen, können in Leichtbauweise erstellt werden, wenn hochwertige und beständige Baustoffe Verwendung finden. So entspricht z. B. eine Kuppel aus dünnen Kupferblechen, im Innern mit edleren Metallen beplattet, unserer raschlebigen, wirklichkeitsnahen und von hochwertiger freier Arbeit durchpulsten Zeit, während die mit jahrhundertelanger Sklavenarbeit errichteten Steinmassen der Ägypter der mystischen Lebensanschauung jener Zeit Ausdruck verliehen haben.

Der Leichtbau vereinfacht nebenbei die Bewegung der Bauteile in Werkstätten und auf Baustellen, entlastet die Verkehrsmittel und kürzt die Einbauzeiten. Sehr häufig lassen sich durch den Leichtbau auch die Unterhaltungsarbeiten vermindern, die ein Volk immer mehr belasten, je mehr technische Werke entstehen.

Der Leichtbau hat im Flugzeugbau den höchsten Stand erreicht, weil geringstes Gewicht gepaart mit hoher Tragfähigkeit unumgängliche Voraussetzungen der Fliegerei sind. Gerade im Flugzeugbau hat die Entwicklung bewiesen, daß trotz dauernder Gewichtsverminderung die Sicherheit und Widerstandsfähigkeit erhöht wurden. Im Anfang wurden die Flügel aus Fachwerkträgern und daran angeschlossenen Fachwerkauslegern (Splern) zusammengesetzt und mit einer Haut überspannt. Die Fachwerke konnten mit den beschränkten Mitteln der verstandesmäßigen Mathematik berechnet und bemessen werden, wenn jedoch ein Stab des Holmfachwerks versagte, dann war das ganze Flugzeug gefährdet. Heute werden die Flügel von großen, dünnwandigen Rohren getragen, die allseitig biegungs- und verwindungsfest sind und vielfach verletzt werden können, ohne zu versagen, wie die Rückkehr unserer Flugzeuge vom

Feindflug trotz vieler Treffer immer wieder zeigt. Das Ziel im Flugzeugbau ist, die Hülle der äußeren Form selbst so tragfähig zu machen, daß sie als hohler Schalenträger mit wenigen Aussteifungen allein den Anforderungen genügt. Das Erreichen dieses Zieles ist nur eine Frage der Erprobung und der Fertigung. Von statisch bestimmten Tragwerken ist man zu hochgradig statisch unbestimmten Gebilden, wie sie die alten Baumeister angewendet haben, zurückgekehrt. Die Kräfte und Beanspruchungen können in solchen Gebilden trotz des hohen Standes unserer Wissenschaften rechnerisch nicht vollständig erfaßt werden. Die Berechnung muß durch Versuche ergänzt und unterstützt werden.

Beim Bau von Fahrzeugen hat der Leichtbau seit Jahren Eingang gefunden und ist dort noch sehr entwicklungsfähig.

Im Stahlhochbau sind bei den Flugzeughallen bemerkenswerte Anfänge gemacht worden, indem die Dachhaut aus gefalteten Stahlblechen als Bindergurtung verwendet wurde.

Im Stahlbrückenbau wurden leichte Fahrbahntafeln eingeführt, die das Eigengewicht herabsetzten und zu Ersparnissen an allen Teilen der Tragwerke führten. Vorschläge zur Ausnutzung der Fahrbahnbelagbleche als Gurtung der Hauptträger sind gemacht, aber nur selten angewendet worden.

Der Eisenbetonbau hat die Grundsätze des Leichtbaues weitgehend benutzt und sich um die Entwicklung sehr verdient gemacht, obwohl er durch sein hohes Eigengewicht für Leichtbauten wenig geeignet ist. Beim einfachen Plattenbalken wird die Platte zwischen den Hauptrippen voll als Druckgurt der Balken eingesetzt und dient damit zwei Aufgaben gleichzeitig. Der Eisenbetonbau hat Hohlträger für weitgespannte Bogen mit erstaunlich dünnen Wandungen ausgeführt. Am bedeutendsten sind die nur wenige Zentimeter dicken gewölbten Schalen als Abdeckung großer Hallen. Es ist eigentümlich, daß die wissenschaftliche Behandlung dieser Schalen für Ingenieurbauten von Eisenbetonfachleuten vorgenommen wurde, obwohl die Schalenbauweise für dünne Bleche am besten geeignet ist.

#### II. Günstige Bauformen.

Im Leichtbau ist man bestrebt, dünnwandig zu bauen. Dünne ebene Bleche beulen leichter als gewölbte Bleche; sie werden durch eingepreßte Rippen (Sicken) oder durch besondere Stege aussteift. Bleche mit freien Rändern tragen weniger als mit Abkantungen oder Anschlüssen fortlaufende Bleche. Ganz allgemein muß der tragende Baustoff möglichst weit nach außen gelegt werden, d. h. der Hohlträger ist bei geringstem Stoffaufwand am tragfähigsten. Diese Erkenntnis ist alt, aber kaum angewendet.

Querschnitt aus Formstahl	Gewicht kg/m	massg. i	Länge bei 1000 mm	Tragfähigkeit t	Rohrquerschnitte gleicher Tragfähigkeit bei etwa gleichen Außenabmessungen				Stahler-sparnis in %	Bemerkungen	
					auß. Dmr. mm	Wandst. mm	i cm	Gewicht kg/m			
100/100/12	17,8	—	2,0	2,0	13,5	100	4,0	3,42	9,43	47	Werkst. bei allen Querschn. St. 37 $\sigma_2 = 1400 \text{ kg/cm}^2$
NP 20	26,3	—	1,86	1,86	19,5	200	2,3	6,92	11,0	58	
P 40	164	—	7,50	7,50	124,0	400	8,6	13,8	83	49	
NP 20	25,3	—	2,14	2,14	19,1	200	2,3	6,92	11,0	56	
100/100/12	35,6	3,8	3,80	3,80	26,9	250	2,7	8,76	18,05	58	
L 20	50,6	8,1	6,14	6,14	37,4	200	7,7	6,92	37,8	35	
I 20	52,6	9,0	8,0	8,0	39,7	250	6,8	8,82	41	33	durch größere Durchmesser sind größere Ersparnisse möglich
100/100/12	71,2	28	17,4	17,4	53,8	500	5,8	17,7	71	28	
80/80/12	38,4	16	7,55	4,50 2*100	48,7	400	3,0			50	$\lambda = 50$ des Einzelstabes maßgebend

Abb. 2. Stahlersparnis bei Druckstäben aus Rohren.

Für Druckstäbe braucht das Rohr am wenigsten Baustoff und ist gleichzeitig biegungs- und verdrehungsfest. Rohre können unter einer bestimmten Druckkraft durch Ausbiegen der Rohrachse mit ebenen Querschnitten knicken oder in der Wandung einbeulen; letzteres kommt nur bei sehr dünnwandigen Rohren mit entsprechend großem Durchmesser und kleiner Knicklänge vor. Um zu zeigen, wie sehr das dünnwandige Rohr den sonst üblichen Walzträgern oder den zusammengesetzten Stäben überlegen ist, ist in der vorstehenden Tafel (Abb. 2) der Stoffbedarf von Walzträgern und Rohren von entsprechendem Durchmesser bei einer Schlankheit  $\lambda = 100$  der Stäbe für gleiche Tragfähigkeit gegenübergestellt. Bei zusammengesetzten Stäben sind die vorgeschriebenen Bindebleche oder Vergitterungen im Gewicht mit eingesetzt. Aus der ermittelten Stoffersparnis erkennt man, daß Rohre meist nur die Hälfte der sonst benötigten Stoffe brauchen.

Die Ersparnis rührt von der höheren Knickspannung der Rohre her, die den größten, mit einer bestimmten Stoffmenge erreichbaren Trägheitshalbmesser  $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$  haben und dadurch niedrige Schlankheitsgrade  $\lambda$  ergeben. Außerdem fallen bei Rohren alle Aufwendungen für Verstrebungen oder Bindebleche weg, die bei mehrteiligen Druckstäben erhebliche Arbeit für Anreißen, Ablängen, Bohren und Nieten erfordern.

Kommt man in den Bereich der Beulgefahr der dünnen Rohrwandung<sup>1)</sup>, dann können zwei dünne Wände in nahem Abstand durch Stege miteinander verbunden werden (Abb. 3). Weilt man die Rohrwandung zur Erhöhung der Beulsicherheit (Abb. 4), dann geht der Verdrehungswiderstand erheblich zurück. Im Ingenieurbau wird man jedoch äußerst selten zu solchen Maßnahmen greifen müssen.

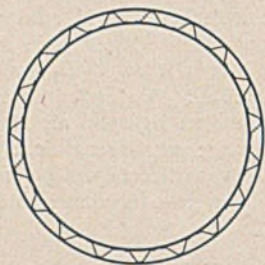


Abb. 3. Doppelwandiges Rohr.

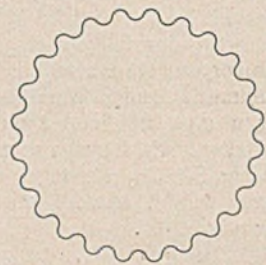


Abb. 4. Gewelltes Rohr.

Die Bemessung der Zugstäbe hängt nur von der zulässigen Spannung und von der Querschnittseinbuße am Anschluß ab. Geschweißte Anschlüsse, besonders Stumpfstoße, sind deshalb sparsamer als Niet- oder Schraubenverbindungen. Wenn die Dehnung des Zugstabes keine ungünstigen Folgen hat, kann durch Verwendung hochfester Stoffe gespart werden, so vor allem mit gezogenen Stahldrähten, deren Streckgrenze den fünffachen Wert des St 37 erreichen kann, so daß bei gleicher Sicherheit unter ruhender oder wenig wechselnder Last schon  $\frac{1}{5}$  der üblichen Stahlmenge genügt. Unter stark wechselnder oder stoßweiser Beanspruchung dürfen allerdings die Festigkeiten dieser Stähle nicht so hoch ausgenutzt werden.

Für auf Biegung beanspruchte Tragwerke ist der Hohlträger oder die Hohlplatte die günstigste Leichtbauform, die im Eisenbetonbau schon häufig angewendet wurde. Im Stahlbau können die üblichen I-Walzträger ohne zuverlässige Aussteifungen des Druckgurts und des Steges nicht bis zur Ausnutzung der Festigkeit im Zuggurt belastet werden. Ihre Sicherheit hängt vom Beulen, Kippen oder Knicken der auf Druck und Schub beanspruchten Trägereile ab. Über den Trägern werden Decken-, Dach- oder Fahrbahnplatten, zwischen den Trägern meist aussteifende Verbände benötigt, die Baustoffe und Bauhöhe verzehren. Es liegt deshalb nahe,



Abb. 5. Stahlträger mit Deckenplatte im Vergleich mit einer Stahlhohlplatte.

die ganze Bauhöhe für eine tragende und zugleich die ganze Fläche bedeckende Hohlplatte aus dünnen Blechen zu benutzen und auf Einzelträger zu verzichten (Abb. 5). Stoffersparnisse werden dabei fast immer erzielt; ob auch Arbeit gespart wird, hängt vom Einzelfall und von der gewählten Fertigung ab. Das Eigengewicht solcher Hohlplatten ist sehr niedrig, häufig wird auch die Bauhöhe niedriger als bei anderen Bauweisen, was z. B. bei Brücken die Kosten der anschließenden Dämme verkleinert.

<sup>1)</sup> F. Wansleben, Leichtbautechnik, S. 88, Verlag Ernst Stauf, Köln 1937, oder Dr. W. Flügge, Statik und Dynamik der Schalen.

In manchen Fällen kann auf Einzelträger nicht verzichtet werden. Das Gewicht der einsteigigen Träger ist durch Ausstanzen runder Löcher mit aussteifenden Umbördelungen herabgesetzt worden (Abb. 6a), was allerdings die Durchbiegungen der Träger bis zum doppelten Wert vergrößert. Ein anderer Vorschlag sieht dünnere, aber im Grundriß gefaltete Stege vor (Abb. 6b), die nur geschweißt werden können. Solche Träger ertragen unmittelbare Belastung der Gurte ohne Zentrierung besser als Träger mit glattem, mittigem Steg, der unter dem Lastort gegen die Gurtung abgesteift wird und dadurch zusätzliche Stoffe und Arbeit erfordert.

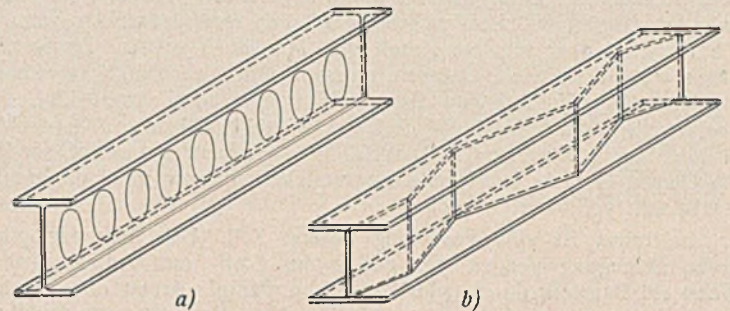


Abb. 6. Einwandige Leichtbauträger des Fahrzeugbaues.

Die günstigste Tragfähigkeit wird auch beim Einzelträger mit der hohlen Kastenform (Abb. 7) erzielt,

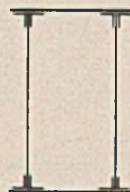


Abb. 7. Genietetes Kastenträger für große Spannweiten.

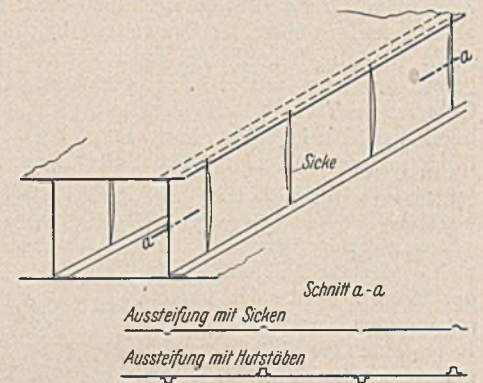


Abb. 8. Stegaussteifungen mit eingepreßten Sicken oder aufgenieteten Hutquerschnitten.

die bei vielen Großbauten schon angewendet worden ist. Die Herstellung kleiner Hohlträger scheiterte bisher am Fehlen einer geeigneten Fertigung und weil man Korrosion im unzugänglichen Innern fürchtete. Die dünnen Stege können mit lotrechten Sicken (Abb. 8) oder mit besonderen Aussteifungen in regelmäßigen Abständen aussteift werden. Die Hohlträger brauchen auch bei großer Schlankheit keine Aussteifung gegen Knicken oder Kippen, wenn sie breit genug gebaut sind; sie eignen sich besonders für freie Kragträger und alle Traggerippe, deren Abdeckung keine aussteifende Wirkung ausübt, wie z. B. bei dünnen Hängeblechen oder Zeltedächern.

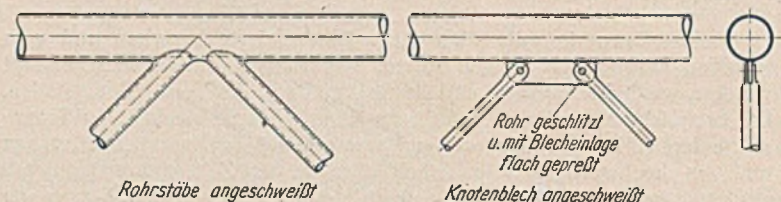


Abb. 9. Einfache Anschlüsse für Rohrfachwerke.

Der Fachwerkträger ist überall dort am sparsamsten, wo reichliche Bauhöhe und einfache Klipp- und Knicksicherung vorhanden sind. Für gedrückte Fachwerkstäbe brauchen Rohr- oder rohrähnliche Querschnitte am wenigsten Baustoffe. Rohrfachwerke werden zweckmäßig geschweißt (Abb. 9), sie sind aber für weitere Trägeranschlüsse wenig geeignet. Günstige

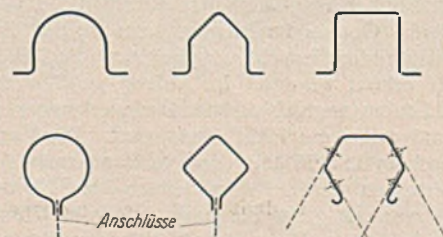


Abb. 10. Stabquerschnitte aus abgekanteten oder gebogenen Blechen.

Stabquerschnitte für Leichtfachwerke werden u. a. auch durch Abkanten und Biegen dünner Bleche hergestellt (Abb. 10). Neben den Dreiecksfachwerken mit einfachem Strebenzug sind Netzfachwerke mit mehrfach sich kreuzenden Streben durch die kürzeren Knicklängen und einfacheren Gurtanschlüsse

ohne Knotenbleche vorteilhaft und sicherer gegen örtliche Überlastung oder Zerstörung.

Besonders erwähnenswert ist die große Verwindungssteifigkeit der allseits geschlossenen Hohlkörper, von der im Ingenieurbau bis heute kaum Gebrauch gemacht wird. Während der Verdrehungswiderstand der einseitigen Stahlträger allgemein vernachlässigt werden kann, nimmt er bei allseits geschlossenen Hohlträgern, insbesondere bei Hohlplatten, solche Größen an, daß die Verformungen und damit die Spannungen und Traglasten günstig beeinflusst werden. Für die Ermittlung des Verdrehungswiderstandes ist man, mit Ausnahme einfacher Querschnitte, auf Versuche angewiesen.

### III. Über die Fertigung.

Leichtbautragwerke können geschweißt oder genietet werden. Die Schweißung braucht keine Stoffe für Stoßlaschen, Nietabzüge u. dgl., sie hat aber den Nachteil, daß durch die Wärmespannungen, insbesondere bei Längsnähten, die Sicherheit leidet und nicht genau bestimmbare Verformungen eintreten, die die Maßhaltigkeit der Bauteile erschweren. Die inneren Spannungen sind oft beachtlich hoch und gefährden zusammen mit der Härtung und Versprödung der Metalle die Tragfähigkeit. Bei Stahl kann dieser Nachteil durch Normalglühen nach dem Schweißen behoben werden, bei legierten Leichtmetallen würden durch das Glühen die Festigkeitseigenschaften verschlechtert werden.

Trotz dieser Nachteile ist das Schweißen erfolgreich bei zahllosen, nicht übermäßig wechselnd beanspruchten Bauten angewendet und dabei stetig verbessert worden. Die gründliche wissenschaftliche Forschung auf dem Gebiet des Schweißens hat zuverlässige Verfahren entwickelt und die Grenzen der Anwendung abgesteckt. So hat sich der geschweißte symmetrische Stumpfstoß stets bewährt, wenn die Kürzung der Bauteile durch die Schrumpfung nicht verhindert war. Kleine örtliche Anschlüsse, die dem Hauptstabe wenig Wärme zuführen, sind beliebt. Selbst Längsnähte werden bei der Herstellung runder oder mehrkantiger Rohre mit Schweißmaschinen häufig ausgeführt. Längsnähte zur Verbindung von Steg und Gurten bei Trägern neigen zwar zu hohen Schrumpfspannungen in der Naht, sie erfüllen aber bei genügend zähen Metallen trotzdem ihren Dienst und sind aus dem Ingenieurbau nicht mehr wegzudenken.

Bleche können durch Schweißnähte zu beliebig großen Tafeln zusammengesetzt werden, wenn eine geeignete Schweißfolge eingehalten wird. Bei dünnen Blechen tritt an die Stelle der Stumpf- oder Kehlnähte die Punktschweißung, bei der Stromstärke und Spannung so abgestimmt werden können, daß sich die Bleche nicht verziehen. Die Schweißpunkte werden je nach den zu übertragenden Kräften eng oder weit in Reihen angeordnet.

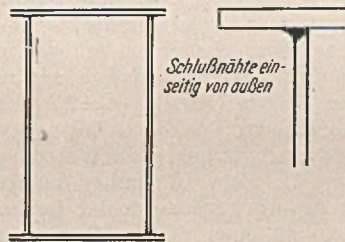


Abb. 11. Geschweißter Hohlträger aus ebenen Blechen.

Größere Hohlkörper werden aus Einzelblechen zusammengeschweißt (Abb. 11), die letzten Nähte können nur einseitig von außen gezogen werden und geben bei dicken Blechen eine unvollkommene Überleitung der Kräfte durch die ausmittige Schweißnaht neben der inneren Kerbe.

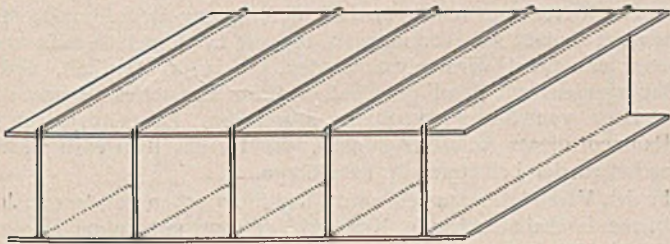


Abb. 12. Geschweißte Hohlplatte.

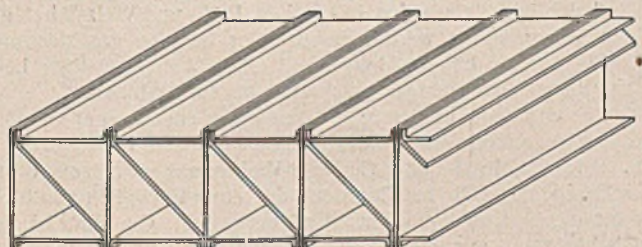


Abb. 13. Hohlplatte mit Schrägblechen.

Bei Hohlplatten sind die Stege zur Verbindung mit dem Deckblech über das letztere hochgezogen worden (Abb. 12). Ausgezeichnete Längs- und Quersteifigkeit wird mit eingelegten Schrägblechen zwischen den senkrechten Stegblechen erreicht (Abb. 13). Eine Platte aus zwei dünnen

Blechen wird durch Punktschweißung an eingepreßten Warzen hergestellt (Abb. 14). Aus Aluminiumblechen wird eine steife Hohlplatte mit gewellten Stegen nach Art der Wellplatte mit elektrischer Widerstandsschweißung maschinell angefertigt (Abb. 15).



Abb. 14. Warzenplatte.

Die Schweißung erfordert entweder hochwertige, gut ausgebildete Arbeitskräfte oder teure Maschinen. Die Kosten des Nachrichtens geschweißter Bauteile, die sich durch Schrumpfspannungen verzogen haben, können im voraus kaum bestimmt werden. Vom wirtschaftlichen und technischen Standpunkt aus ist die Nietverbindung oft günstiger, sie ist beinahe spannungslos, so daß sich die Bleche nicht verziehen. Mit Nieten können mehr als zwei Bleche verbunden werden.

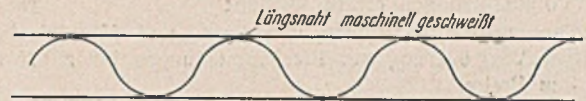


Abb. 15. Wellblechhohlplatte.

Hohlkörper können ohne weiteres genietet werden, wenn das Innere des Hohlraums zum Gegenhalten zugänglich ist. Für kleinere Abmessungen gibt es die Querschnitte der Abb. 16, die nur von außen genietet werden. Auch Platten können aus  $\square$ -förmig abkanteten Blechen (Abb. 17) von außen genietet werden, die vielen Längsstöße der Gurtbleche sind aber nachteilig. Da man auf die spannungsfreie, fugenlose Hohlplatte mit glatten Deckblechen nicht verzichten wollte, hat die Flugzeugindustrie das Sprengniet (Abb. 18) entwickelt, das jedoch fast keine Klemmkraft aufweist und teuer ist. Soweit es sich um wenige



Abb. 16. Außen genietete Hohlquerschnitte.

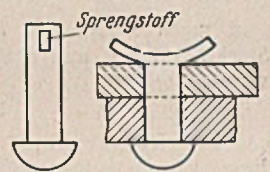


Abb. 18. Sprengniet.

Schlußverbindungen handelt, können Hammerkopfschrauben oder Schrauben mit innen vorher festgeschweißten Muttern oder am Innenblech eingeschnittenen Gewinden verwendet werden. Für die Nietung von Rohren sind Gegenhalter mit Kropfschellen gebaut worden.

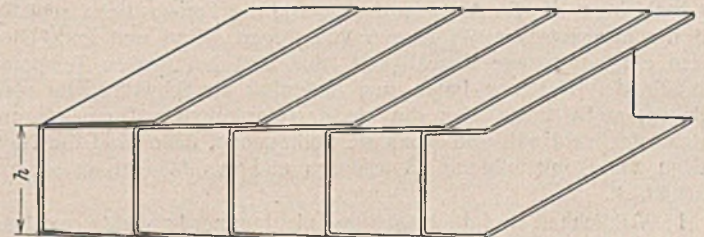


Abb. 17. Von außen genietete Hohlplatte.

Ein neues Nietverfahren wurde vor kurzem von E. Becker VBI, München, entwickelt, das für den Bau von Hohlkörpern, insbesondere bei kleiner Bauhöhe, umwälzend sein wird. Unter der zu schlagenden Nietreihe liegt ein Werkzeug, das im Innern den Schließkopf des von außen eingesteckten Nietes bildet. Kleine Nieten werden kalt, große Nieten, bis zu den größten Durchmessern, warm geschlagen, die Klemmkraft ist vorzüglich. Becker wird in Kürze über sein neues Verfahren berichten. Das Werkzeug im Innern kann für verschiedene Bauhöhen bis herab zu 15 mm eingestellt werden, für starke Nieten muß sein Gewicht größer sein als für schwache. Der Zusammenbau von 10 bis 30 m langen Hohlplatten ist ohne Querstoß möglich. Die Nietweise ist äußerst wirtschaftlich, weil kein Gegenhalter gebraucht wird und die Nieten deshalb schnell geschlagen werden.

Die Beckerschen Arbeiten und die Auswirkungen ermöglichen neue sinnvolle Leichtbauweisen. Die statisch günstigsten Hohlquerschnitte können

nunmehr auf wirtschaftliche Weise hergestellt werden. Die erforderlichen Werkzeuge sind einfach herstellbar.

Gepreßte Blechfalze (Abb. 19) haben als Verbindung bis heute im Ingenieurbau noch keinen Eingang gefunden, obwohl sie sich für maschinelle Herstellung auch bei dickeren Blechen gut eignen. Längsverschiebungen im Falz können durch leichte Wellung des Falzes beim Pressen verhindert werden.



Abb. 19. Gepreßte Falzverbindungen.

Die an Spundwänden üblichen Klauenschlösser können als Aufschiebeverbindung benutzt werden, wobei zwischen zwei großen Blechtafeln ein schmales Stoßeisen aufgeschoben wird. Mit zusammenpreßbaren, steifen Stoßeisen können sogar quer zum Stoß zugfeste Verbindungen geschaffen werden (Abb. 20).

Einfache, wirksame Verbindungen sind für den Leichtbau von großer Bedeutung, hier gibt es für findige Köpfe noch ein dankbares Entwicklungsgebiet, insbesondere bei der Verbindung von Rohren.

Zur Förderung des Leichtbaues müssen folgende Voraussetzungen erfüllt werden:

1. Steigerung der Erzeugung von Fein- und Mittelblechen unter gleichzeitiger Vergrößerung der Blechabmessungen bis zu 20 m Länge bei 2 bis 3 m Breite.
2. Herstellung billiger dünnwandiger Rohre in großen Längen.
3. Erstellung großer Blechkant- und Biegemaschinen bis zu rd. 20 m Länge. Die Biegemaschinen müssen auch die Herstellung sich verjüngender Rohre erlauben.

Bisher war keine wesentliche Nachfrage in dieser Richtung vorhanden. Die im Handel erhältlichen Blechgrößen von höchstens  $1,5 \times 3,0$  m wie auch die Breiten der Bandbleche sind für größere Bauteile zu klein. Häufige Stöße der Bleche sind aber für die Herstellung großer Bauteile sehr nachteilig. Die im Handel befindlichen Rohre haben im Verhältnis zum Durchmesser meist zu dicke Wandungen, die Auswahl ist beschränkt und die Rohrpreise sind hoch, so daß sich die Gewichtsersparnisse durch die Verwendung von Rohren wirtschaftlich kaum bemerkbar machen. Die heute betriebenen Biege- und Abkantmaschinen sind meist nicht über 7 m lang, während ohne weiteres 20 m lange Stücke verladen und eingebaut werden können, wodurch Stöße gespart werden.

#### IV. Korrosionsfragen.

Bei nicht mehr zugänglichen Hohlkörpern taucht immer wieder die Frage auf, ob im Innern Korrosion auftreten kann, die unbemerkt die Tragfähigkeit der Hohlkörper gefährdet. Es steht fest, daß in einer luftdicht abgeschlossenen, nicht zu großen Zelle keinerlei Zerstörung eintreten kann, weil der im Innern zur Verfügung stehende Sauerstoff größtenteils gebunden ist und wenn er frei wäre, zu bemerkbaren Zerstörungen nicht ausreichen würde. Neben dem Mangel an chemisch angreifenden Stoffen fehlen in allseitig abgeschlossenen Räumen die Feuchtigkeit haltenden Staubschichten, die Strahlungen der Sonne, die Farbanstriche schädigen, und die mechanischen Wirkungen von Regen, Wind und Eis. Die im Innern eingeschlossene Feuchtigkeit kann sich bei großen Temperaturunterschieden zwischen Innen- und Außenluft als Schwitzwasser niederschlagen, meist treten aber die hierfür erforderlichen Temperaturunterschiede gar nicht auf, und wenn sie vorkommen, dann sind die Niederschläge zur Tropfenbildung zu schwach und aus Mangel an Sauerstoff unschädlich.

In Wirklichkeit sind die Hohlräume nicht immer luftdicht verschlossen. Undichte Stellen an den Stößen und Nieten können nicht sicher vermieden werden. Solange aber nicht allzu große Öffnungen einen Luftwechsel zulassen, besteht auch weiterhin keine Gefahr der inneren Korrosion, insbesondere wenn durch Unterteilungen größerer Lufträume innere Strömungen, die die Belüftung durch undichte Stellen begünstigen, verhütet werden. Bis zu welchem Maße Öffnungen oder Undichten vorhanden sein dürfen, ohne daß der Rost im Innern schädlich werden kann, muß durch Versuche erprobt werden.

Zur Erhöhung der Sicherheit wird es zweckmäßig sein, die Innenseiten, insbesondere Verbindungsnahte, vor dem Abschließen des Hohlraumes mit den besten Schutzanstrichen zu versehen. An herausnehmbaren Schrauben oder an verschleißbaren Beobachtungslöchern kann von Zeit zu Zeit nachgeprüft werden, ob das Innere in Ordnung geblieben ist.

Bei Nietverbindungen kann der luftdichte Abschluß durch Auftragen frischer Farbe oder Kunstharzpaste auf den Berührungsfächen der Bleche vor dem Nieten erreicht werden. Die nicht zu dicken Niete werden zweckmäßig eng und doppelreihig versetzt angeordnet.

Der Hohlträger wird bereits von vielen Zweigen der Technik ohne Bedenken angewendet. So schreibt zum Beispiel Direktor Rudolf Ahrens VDI in Ammendorf<sup>2)</sup>: „Es hat sich jedoch als feststehend erwiesen, daß der wasserdicht hergestellte Hohlträger die ihm nachgesagte größere Korrosionsanfälligkeit nicht besitzt. Er hat im Gegenteil die kleinste rostanfällige Oberfläche. Seine inneren Begrenzungsflächen sind auch im nichtgestrichenen Zustande gegen Anrosten gefeit“.

Im allgemeinen wird schon in Wohnräumen trotz des durch die Menschen bedingten hohen Feuchtigkeitsgrades beobachtet, daß trockenes, ungestrichenes Eisen nicht rostet. Man kann also auch im Ingenieurbau die Bedenken gegen unzugängliche Hohlräume aus Stahlblechen aufgeben, wenn man die Hohlräume so dicht als möglich abschließt und sie vorher innen mit Rostschutzfarbe oder Bitumen streicht. Damit öffnen sich dem Ingenieurbau neue bauliche Möglichkeiten, die zusammen mit den neuen Verbindungen auf vielen Gebieten umwälzend sein werden.

Der Verfasser schlägt vor, durch eine unparteiische Stelle eine öffentliche Umfrage nach Erfahrungen über Verrosten in dicht abgeschlossenen Hohlräumen abzuhalten, weil die Frage versuchsstechnisch nur in langen Zeiträumen geklärt werden kann.

#### V. Baustoffe.

An Stoffen stehen dem Leichtbau Stahl, Aluminium und seine Legierungen sowie Kupfer mit Legierungen als Bleche zur Verfügung und außerdem Kunststoffe, insbesondere Kunstharze und Polyvinylchloride, in dünnen Platten.

Im Stahlbau wurden seither Dicken unter 6 mm nicht gerne verwendet, obwohl schon mit 1 bis 3 mm dicken Blechen sehr tragfähige Bauteile hergestellt werden können. Dünne Wandungen erfordern eine gute Pflege und Unterhaltung. Bei flächigen Leichtbauteilen verringern jedoch kleine Rostschäden die Tragfähigkeit meist weniger als bei dickeren Fachwerkstäben. Wenn auch die Sicherheit dünner Blechkörper größer ist als die der alten Bauweisen, so wären doch für den Leichtbau lang haltbare Rostschutzüberzüge oder rostbeständigere Stähle sehr erwünscht. Nach Erlangung größerer Rohstofffreiheit muß beides mit allen Mitteln angestrebt werden.

Aluminium und seine Legierungen konnten trotz der ungeheuren Steigerung ihrer Erzeugung während der letzten Jahre im Bauwesen noch nicht angewendet werden, weil die ganze Erzeugung für Rüstungen, Flugzeuge, chemische Anlagen und Gebrauchsgegenstände verbraucht wurde. Nach dem Kriege wird Aluminium für Bauzwecke frei werden. Das leichte Gewicht ( $\gamma = 2,7 \text{ g/cm}^3$ ) und die Beständigkeit des reinen Aluminiums und der AlMg-, AlMn-, AlMgSi-Verbindungen ohne Oberflächenschutz gegen die Witterungseinflüsse selbst in Großstädten (Rauchgase in nicht zu starker Anreicherung) sichern den Leichtmetallen ein großes Anwendungsgebiet im Bauwesen. Die Oberflächen überziehen sich mit einer dünnen Oxydschicht, die das Metall so schützt, wie die bekannte patinagrüne Oxydschicht das Kupfer über Jahrhunderte hinweg erhält. Die Oxydschicht des Aluminiums kann elektrolytisch oder chemisch<sup>3)</sup> in verschiedener Stärke vor oder nach dem Zusammenbau der Bauteile hergestellt werden. Anstriche sind also bei Aluminiumbauteilen nicht erforderlich. Die Al-Legierungen erreichen die Festigkeiten des hochwertigen Stahles St 52, obwohl sie nur  $\frac{1}{3}$  des Stahlgewichts wiegen. Wenn man noch aus den Herstellerkreisen der Leichtmetalle hört, daß nach dem Kriege mit einer starken Verbilligung des Aluminiums zu rechnen ist, so läßt sich voraussagen, daß die Leichtmetalle auf manchen Gebieten den Stahl verdrängen werden. Es wird also Zeit, daß sich der Bauingenieur mit den Eigenschaften dieses Baustoffes vertraut macht, die vielfach von denen des Stahls abweichen. Es geht jedoch über den Rahmen dieses Aufsatzes hinaus, die für das Bauwesen wichtigen Eigenschaften der Leichtmetalle anzuführen.

In den Vereinigten Staaten wird Aluminium schon seit langen Jahren für Brückenfahrbahnen, Krane, Kranausleger usw. mit gutem Erfolg verwendet. Italien hat erst vor kurzem eine ganze Brücke aus Leichtmetall gebaut.

Die Leichtmetalle werden in Blechen, Preß- und Walzstäben geliefert. Mit den Strangpressen werden hohle oder beinahe geschlossene Querschnitte in großen Längen hergestellt. Die Wahl günstiger Leichtbauquerschnitte ist also weniger beschränkt als im Stahlbau.

Kupfer und seine Legierungen können nur angewendet werden, wenn die Kosten gegenüber den Anforderungen an größte Lebensdauer zurücktreten. Die Cu-Mn-Si- und Cu-Ni-Si-Verbindungen zeigen Festigkeitseigenschaften, die z. B. bei Cuprodur mit einer Festigkeit von  $65 \text{ kg/mm}^2$  sogar die der hochwertigen Baustähle übertreffen. Cuprodur ist außerdem äußerst kerbzäh. Für sichtbare Innenbauteile von Hallen od. dgl. ist Kupfer deshalb geeignet, weil es sich mit edlen Metallen in dünnsten Schichten überziehen läßt, so daß schöne Metallfarben gewählt werden

<sup>2)</sup> Verkehrstechnik, Heft 5 vom 5. März 1940.

<sup>3)</sup> Eloxier-, MBV- und EW-Verfahren s. Aluminium Taschenbuch der Aluminium-Zentrale G. m. b. H., Berlin W 50.



können. Beständige Bleche bilden aber auch einen guten Grund für haltbare Anstriche.

Weitere Leichtbaustoffe für sich selbsttragende Bauteile sind dünne Kunststoffplatten, die vorerst mit Metallnieten verbunden, mit Lösungsmitteln geklebt oder bei Polyvinylchloriden sogar schon geschweißt werden.

VI. Anwendungen.

a) Hochbau.

Im Hochbau kann die Hohlplatte aus dünnen Blechen in verschiedener Weise angewendet werden. An Stelle der Dachdeckung mit aufgeklebten Pappen oder Blechen auf Betondecken und Sparren oder Pfetten kann die von Binder zu Binder unmittelbar gespannte Hohlplatte aus dünnen Blechen treten. Das Eigengewicht der erstgenannten Dachhaut beträgt zwischen 120 und 200 kg/m<sup>2</sup>, je nach den Spannweiten, während die Hohlplatte aus Stahlblechen für 6 bis 10 m Binderabstand nur 24 bis 30 kg/m<sup>2</sup> und aus Aluminiumblechen nur 12 bis 15 kg/m<sup>2</sup> wiegt.

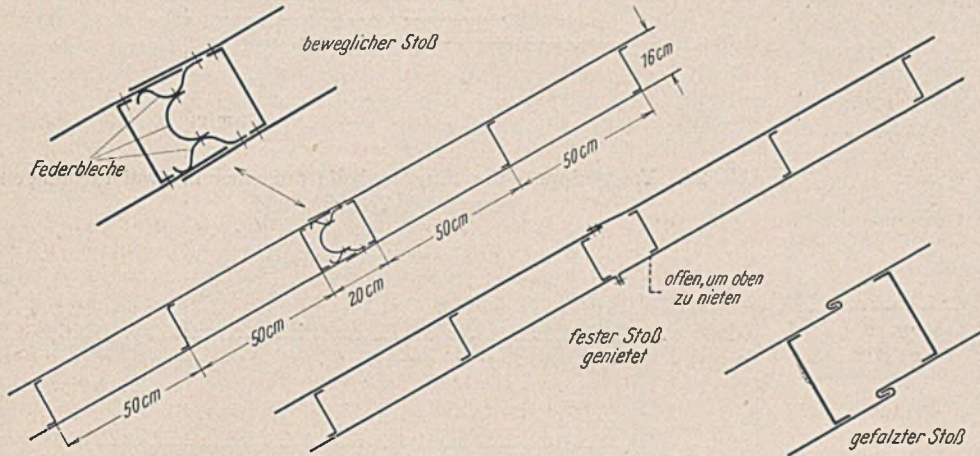


Abb. 21. Dachplatten mit verschieblichen und festen Querstößen.



Abb. 23. Falzwerk als Giebeldach.



Abb. 24. Gewölbte Schale aus Blechhohlplatten.

Die Oberfläche der Stahlbleche muß mit einem Anstrich, mit Bitumenpappe, Zinkschicht oder dgl. geschützt werden, während die Aluminium- oder Kupferbleche ohne Schutz bleiben können. Die Hohlplatten können fabrikmäßig hergestellt und in großen Tafeln — möglichst über zwei bis drei Felder durchlaufend — angeliefert werden. Die waagerechten Stöße können gemäß Abb. 21 so ausgebildet werden, daß der Wasserabfluß nicht behindert wird und trotzdem Dehnungen möglich sind. Wenn im Winter oder durch verstopfte Rinnen Stauwasser auftreten kann, müssen bewegliche Fugen vermieden werden. Für unbewegliche Verbindungen eignen sich Falze mit Dichtungseinlagen oder einfache Nietstöße, die

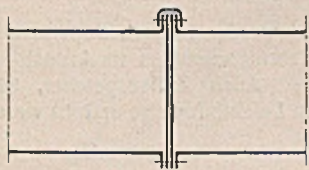


Abb. 22a. Feste Stöße.

Für unbewegliche Verbindungen eignen sich Falze mit Dichtungseinlagen oder einfache Nietstöße, die

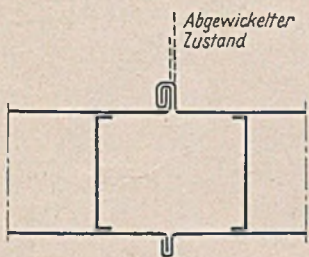


Abb. 22b. Beweglicher Stoß.

Abb. 22a u. b. Längsstöße für Dachplatten.

vor dem Vernieten der unteren Fuge durch Gegenhalten von unten zusammengeschraubt werden. Stöße in der Dachneigung sind einfacher herzustellen und werden, je nach der erforderlichen Bewegungsmöglichkeit nach Abb. 22a oder b, an einem Binderauflager oder zwischen einem Binder und dem ersten Fünftel des Feldes angeordnet; im letzteren Fall muß der Stoß die Querkräfte übertragen können. Bei geeigneter Be-

festigung auf den Bindern nehmen die Hohlplatten auch die Windkräfte auf, so daß auf Verbände zwischen den Bindern verzichtet werden kann.

Das leichte Gewicht derartiger Dachplatten erlaubt kurzfristigen Einbau mit einfachen Hebezeugen und verursacht nicht unerhebliche Ersparnisse an den Bindern und ihrer Gründung. Die glatte Fläche im Innern verschönert die Raumwirkung und erleichtert die Unterhaltung. Die Luft zwischen den beiden Blechen schließt den Innenraum gegen die Außenluft so gut ab, daß in den meisten Fällen auch über geheizten Innenräumen kein Schwitzwasser an der Dachhaut niederschlägt. Die Schutzwirkung kann durch Einlage von Dämmplatten, durch Ausfüllen der Hohlräume mit geknittertem Papier oder Kunstharzschaum oder dgl. noch verbessert werden. Die unmittelbare metallische Wärmeleitung zwischen äußerem und innerem Blech durch die Stege kann mit Jute- oder Asbeststreifen oder anderen wenig wärmeleitfähigen Stoffen unterbrochen werden. Zur genauen Bestimmung des Wärmeschutzes müssen noch Versuche durchgeführt werden. Der Wärme- und Schallschutz ist ein Vorteil gegenüber den alten einwandigen Wellblech- und Betondächern.

Die beschriebenen Dachplatten eignen sich für die Massenherstellung mit genormten Bauhöhen, Längen und Breiten. Die aus praktischen Gründen gewählten Blechdicken lassen bei günstiger Bauhöhe große Lasten zu, so daß die Dachdeckung auch in schneereichen Gegenden ausreicht. Die Hohlplatten können bei geeigneter Formgebung als Schalen oder Falzwerke auch ohne Binder selbsttragend von Wand zu Wand gespannt werden. Am einfachsten kann das ebene Falzwerk eines Giebeldaches hergestellt werden, dessen Schub entweder von den Pfeilern oder von Zugbändern aufgenommen wird (Abb. 23). Für größere Spannweiten ist das der Stützlinie besser angepaßte Gewölbe sparsamer (Abb. 24). Die gekrümmten Stege werden mit biegsamen Winkeln aus abgekanteten Blechen an die Deckbleche angeschlossen.

Der Verfasser hat für die Abdeckung einer großen Halle bis 20 m weit gespannte Falzwerke aus Aluminiumblechen gemäß Abb. 25 u. 26 entworfen, durch deren leichtes Gewicht rund die Hälfte des bei einer Eisenbetondachhaut erforderlichen Stahls für die Binder und Pfetten eingespart wurde, so daß trotz der zurzeit noch teureren Aluminiumbleche eine wesentliche Verminderung der Gesamtkosten erzielt wurde.

Falzwerke oder einseitig gewölbte Schalen können nicht nur quer, sondern entsprechend ihrer Bauhöhe von Rinne zu First auch längs gespannt werden, was für den Bau von Flugzeughallen ausgenutzt werden kann. Flugzeughallen haben meist rechteckigen Grundriß mit Toren an der langen Rechteckseite. Bei den üblichen Hallen wurden deshalb Fachwerk- oder Bogenbinder längs gespannt, deren Bauhöhe zur Vermeidung übermäßiger Dachhöhen knapp bemessen war. Um wieviel einfacher und formschöner werden solche Hallen, die aus einer nur an vier Punkten gestützten Schale bestehen, wie sie in Abb. 27 dargestellt ist! Für eine im Grundriß 60 x 45 m messende Halle genügen für die beiden Schalenwände je 2 mm dicke Stahlbleche mit Stegen im Abstand von 60 bis 80 cm bei 40 cm Bauhöhe. Der Schub wird auf waagerechte Träger oder wenige Zugbänder verteilt. In der Längsrichtung wird die obere Druckkraft so gering, daß sie der unverstärkten Schale mit Hilfe

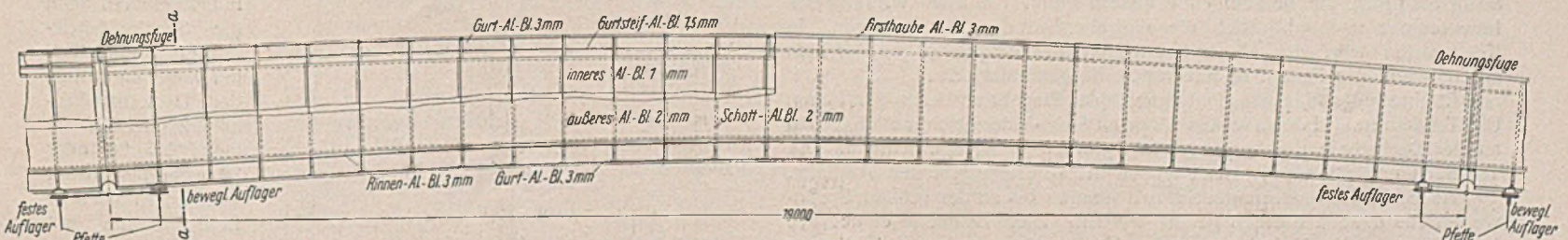


Abb. 25. Rund 20 m weit gespannte Falten aus Aluminiumblech zur Abdeckung einer großen Halle. Ansicht.

weniger Längsaussteifungen zugemutet werden kann, während auf Kämpferhöhe die Stege des waagerechten Trägers als Zuggurtbleche dienen. Die Schubaussteifungen der längsgespannten Schale gehen strahlenförmig von den Auflagern aus und sind schon vor dem Schließen der Hohlplatten auf den Blechen aufgenietet. Lotrechte Endscheiben in den Giebelwänden versteifen die Schale. Die vier Eckstützen aus rechteckigen Hohlstützen sind unten kräftig eingespannt und so elastisch, daß sie den Längsdehnungen der Halle wenig Widerstand entgegensetzen. Eine längsbewegliche Lagerung der Schale ist bei größeren Abmessungen leicht möglich.

Die Schale kann am Boden mit leichten Gerüsten aus 20 bis 25 m langen und 3,5 m breiten Hohltafeln in kurzer Zeit zusammengebaut und in fertigem Zustand hochgepreßt und auf die Stützen abgesetzt werden.

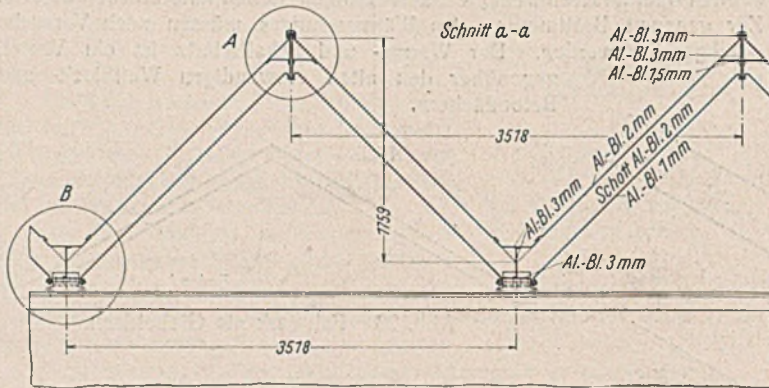
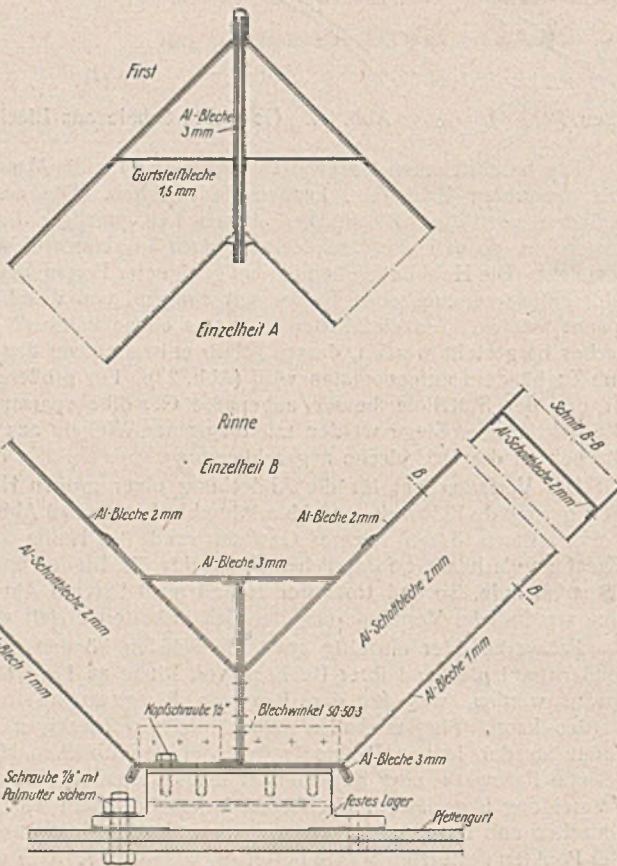


Abb. 26. Querschnitt und Einzelheiten zu Abb. 25.



Zu Abb. 26.

Die Halle kann kurzfristig nach einem anderen Platz versetzt werden, wenn die wenigen Stöße nicht vernietet, sondern verschraubt werden. Neben diesen Vorteilen sind das geringe Baugewicht von nur 45 bis 50 kg Stahl/m<sup>2</sup>, die befriedigende äußere Form, die klare Wirkung des Innenraumes und schließlich die einfache Gründung zu erwähnen. In Kriegszeiten wird die Unempfindlichkeit der Schale gegen leichten Beschuß und das Fehlen brennbarer Stoffe geschätzt sein.

Leichte Füllwände aus Hohlplatten oder Ziegeln schließen den Raum. Das Tor kann als Hohlplatte aus dünnsten Stahl- oder Leichtmetallblechen an der Dachschaale drehbar angehängt werden. Gegengewichte an den Torenden erleichtern das Hochklappen der verdrehungssteifen Torplatte.

Auch allseitig gekrümmte Schalen können bis zu den größten Spannweiten aus dünnen Blechen gebaut werden. Diese Bauweise eignet sich besonders für die Abdeckung großer Versammlungshallen an Stelle der sonst üblichen, an Fachwerkbindern angehängten Decken. Gewölbte Decken geben in großen Hallen eine freiere und erhebendere Raum-

wirkung als ebene Decken, die auf den Raum drücken und ihn klein erscheinen lassen. Die Schalen lassen sich mit einigem Geschick den vielfältigsten Grundrißformen anpassen und können für Oberlichter Öffnungen erhalten.

Die zweiwandige Bauweise mit vollen Stegen eignet sich bis zu Spannweiten von 200 m. Bei größeren Weiten wird die äußere und innere Haut schon doppelwandig auszubilden sein, um ausreichende Beulsicherheit zu erzielen; die beiden Hohlzellenwände werden dann zweckmäßig mit Gitterfachwerkstegen in großem Abstand verbunden. Abb. 29 zeigt einen Vorschlag für eine Kuppel von 200 bis 300 m Durchm. als vierwandige Schale. Die vierfache Wandung erhöht die Dämmwirkung gegen Temperatur- und Schalleinflüsse. Die Innenhaut kann durch Faltung, Sicken u. dgl. architektonisch gut und lebendig gestaltet werden.

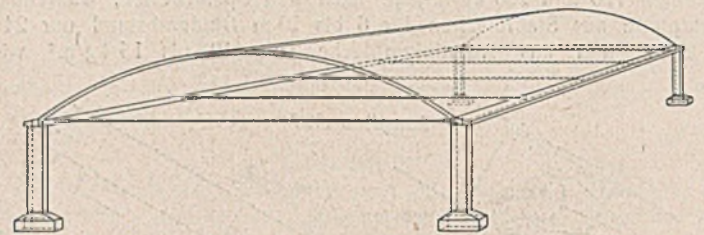


Abb. 27. Traggerippe einer Flugzeughalle mit einer in zwei Richtungen gespannten Tonnenschale.

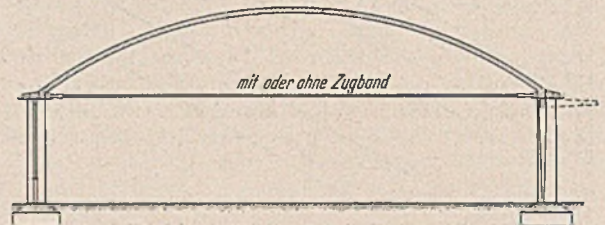


Abb. 28. Querschnitt der Flugzeughalle mit Klapptor.

Einer der größten Vorteile der Hohlblechschalen gegenüber Eisenbetonschalen sind die beinahe gerüstlose Aufstellung und ihre größere Schutzwirkung gegenüber Wärme und Schall. Außerdem kann die Innenhaut unmittelbar gestrichen werden oder bei beständigen Metallen die Farbe des Baustoffs behalten.

Hohlplatten für Decken in Hochbauten werden mit schalldämmendem Belag versehen werden müssen. Sie bieten besonders im Industriebau und bei schlechtem Baugrund Vorteile. Auch Zellspeicher, Sägedächer u. dgl. können in der beschriebenen Leichtbauweise erstellt werden.

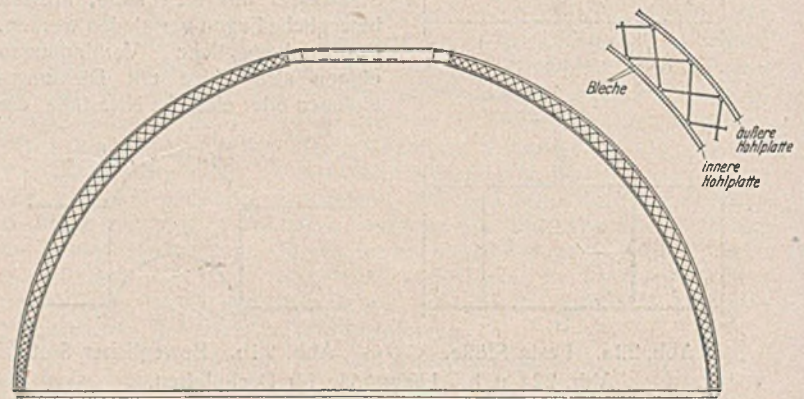


Abb. 29. Querschnitt durch eine weit gespannte Kuppel aus vier Blechwänden.

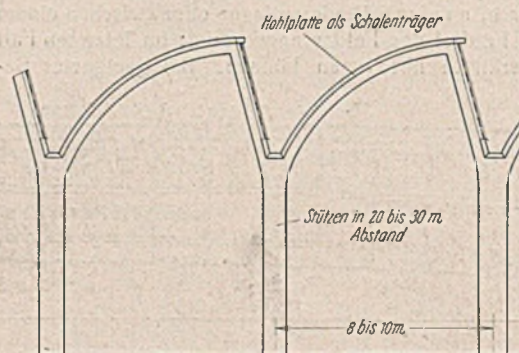


Abb. 30. Sägedach aus fabrikfertigen Schalenträgern.

Bei dem in Abb. 30 dargestellten Sägedach für große Industriehallen kann die Schale fabrikkfertig in breiten Teilen angeliefert werden. Dank ihrer Bauhöhe kann die Schale längs bis 20 oder 30 m weit gespannt werden, so daß sehr freie Räume mit großen Abständen der Stützenreihen entstehen. Werden

die Stöße mit den lösbaren Becker-Stecklingen oder mit Schrauben verbunden, so kann das Sägedach jederzeit ab- und an anderer Stelle wieder aufgebaut werden — ein nicht unbeachtlicher Vorteil für Industrieverlagerungen. Normt man solche Sägedächer, dann kann die Erstellung solcher Hallen gegenüber den alten Bauweisen wesentlich verbilligt werden.

Ein großes Anwendungsgebiet wird die Hohlplatte aus dünnsten Blechen im Hochbau für Türen, Tore und leichte Wände, der Hohlstab aus abgekanteten Blechen für Fenster und dergleichen finden. Die Nietchen können auf beiden Seiten außen versenkt sein, so daß glatte, beul- und verdrehungsfeste Türen mit leichtestem Gewicht entstehen. Für die Tropen können sogar ganze Häuser aus Hohlplatten gebaut werden, in denen sich kein Ungeziefer festsetzt. Das Gewicht solcher Leichtbauplatten kann trotz hoher Steifigkeit bei Stahl bis auf 8 kg/m<sup>2</sup> und bei Leichtmetall auf 3 kg/m<sup>2</sup> gesenkt werden. Bei Einstellräumen für Kraftwagen tritt an die Stelle des Wellblechs die glattflächige, wärmere Zellenwand.

b) Brückenbau.

Im Brückenbau wird ein geringer Stahlverbrauch durch leichte Fahrbahntafeln angestrebt. Auf Eisenbahnbrücken sind die auf Holzschwellen über Längsträgern verlegten Schienen nicht mehr zu unterbieten. Sowohl aus betrieblichen Gründen als das Schotterbett durchgeführt wird, sind die mit einer dünnen Dichtungsschicht überzogenen Hängebleche (Buckel-

oder Tonnenbleche) bis jetzt am leichtesten. Sie können bei geringer Dicke mit flachem Stich ( $1/20$  bis  $1/30$ ) über Felder von 2,0 bis 3,5 m Breite gespannt werden und zeigen trotzdem so geringe Beanspruchungen, daß sie teilweise als Gurtquerschnitt der Längs- oder Hauptträger in Rechnung gestellt werden dürfen. Bei entsprechendem Anschluß der Blechtafeln an die Hauptträger nehmen sie ohne besonderen Verband alle waagerechten Wind- und Schlingerkräfte auf. Da die Walzwerke die den Kräften genügenden Blechdicken von 6 bis 7 mm häufig nicht in ausreichenden Breiten herstellen, können die Tafeln zur Stahlersparnis vor der Buckelung mit Stumpfnähten zu den erforderlichen Größen zusammengeschweißt werden.

Auch bei Straßenbrücken haben die dünnen, weitgespannten Hängebleche zu leichten Fahrbahntafeln geführt (Abb. 31). Gegenüber den Gewichten der alten Fahrbahntafeln mit tiefen Buckelblechen, Füllbeton, Dichtung, Schutzschicht und Pflaster- oder Betonbelag, die 1000 bis 1200 kg/m<sup>2</sup> wiegen, wurden mit flachen Buckelblechen, Betonfüllung und dichtem Hartgußasphaltbelag Gewichte von nur 400 bis 500 kg/m<sup>2</sup> erreicht. Die Hängebleche müssen wegen der als Einzellasten wirkenden Raddrücke gegen Verformungen durch eine feste Füllung ausgesteift werden. Hierfür hat sich Zementbeton besser bewährt als der weichere Asphaltbeton; Zementbeton muß allerdings wegen der Ribbfahrer überall mindestens 10 bis 12 cm dick und zusätzlich bewehrt sein, wodurch der Gewichtsverminderung Grenzen gesetzt sind.

Bei gleichem Gewicht ist die unmittelbar befahrene 20 cm dicke Eisenbetonplatte der Buckelblechfahrbahn im Stahlverbrauch und voraussichtlich auch an Haltbarkeit überlegen.

Noch leichtere Gewichte (150 bis 200 kg/m<sup>2</sup>) wurden mit ebenen Blechen und 5 bis 6 cm dickem Hartgußasphaltbelag erreicht, der mit aufgeschweißtem Streckmetall auf dem Blech verankert ist. Die ebenen Bleche müssen in engen Abständen mit Stegen abgestützt werden. So entstanden die Stahlzellendecken (Abb. 32), deren Anwendung bis jetzt allerdings wegen der teuren Fertigung und der Verformungen beim Schweißen nur auf wenige Ausnahmen beschränkt blieb. Das leichteste Gewicht wurde mit offenen Gitterrosten erzielt, welche nur etwa 100 kg/m<sup>2</sup> wiegen und besonders auf beweglichen Brücken verlegt wurden.

Über die Entwicklung, Erfahrungen, Versuche und Anwendungen von Leichtfahrbahnen haben Professor Dr.-Ing. Schaechterle und der Verfasser in verschiedenen Aufsätzen berichtet<sup>4)</sup>, so daß hier auf eine Beschreibung verzichtet werden kann.

Im Sinne des Leichtbaues wäre es, die gebuckelten oder ebenen Blechtafeln als Gurte der Hauptträger zu verwenden. Bei den ebenen Blechen ist dies schon geschehen, indem die Stahlzellenplatten als Haupttragwerk bis zu Stützweiten von 17,5 m gebaut worden sind. Durch die Beckersche Bauweise wird die Fertigung gegenüber den geschweißten Platten so weitgehend verbilligt und verbessert, daß die Herstellung leichter Fahrbahnplatten mit ebenen Blechen für Straßenbrücken erneut in den Vordergrund gerückt werden muß. Es liegt dabei nahe, die Platte auch unten mit einem ebenen Blech zu schließen und damit die zu unterhaltenden Flächen auf ein Mindestmaß zu verkleinern (Abb. 33). Gleichzeitig wird durch die Verwindungssteifigkeit der allseits geschlossenen Hohlplatte die Tragfähigkeit gesteigert.

Bis zu 30 oder gar 40 m Spannweite können solche Hohlplatten aus 4 bis 10 mm dicken Blechen unmittelbar gespannt werden. Die Stege müssen die befahrene Druckplatte im Abstand von 40 bis 60 cm abstützen, weil sonst die Radlasten das Deckblech einbeulen. Die höchsten Radlasten sind durch einfache oder doppelte, breite Reifen auf Flächen von 10 × 30 bis 15 × 60 cm verteilt, punktförmige Lasten sind nicht zu berücksichtigen. Die Hohlplatten eignen sich für Behelfsbrücken mit einfachem Holzbelag.

Für 15 m Spannweite wiegt das für die Lasten der Brückenklasse I bemessene Tragwerk aus St 37 mit Belag nur 220 kg/m<sup>2</sup>, wovon 120 kg/m<sup>2</sup> auf die Stahlteile entfallen. Dabei wird die sehr niedrige Bauhöhe der Hohlplatte — sie beträgt nur 50 cm — von keiner anderen Bauweise erreicht. Bei etwas größerer Bauhöhe kann der Stahlbedarf auf 100 kg/m<sup>2</sup> ge-

<sup>4)</sup> Schaechterle, Neue Fahrbahnkonstruktionen für stählerne Straßenbrücken, Bautechn. 1934, S. 479. — Schaechterle u. Leonhardt: Leichte Fahrbahndecken auf stählernen Straßenbrücken. Versuchsergebnisse, Bautechn. 1936, S. 245. — Dies.: Stahlbrücken mit Leichtfahrbahnen, Bautechn. 1936, S. 626. — Dies.: Fahrbahnen der Straßenbrücken, Bautechn. 1938, S. 306.

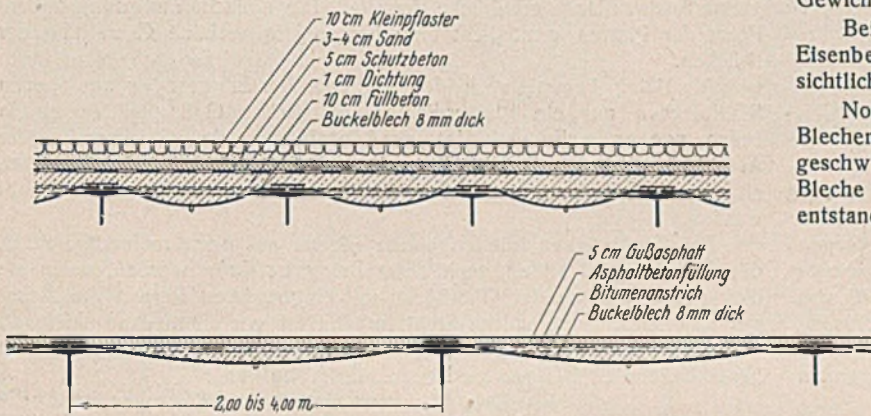


Abb. 31. Schwere und leichte Fahrbahntafel mit Buckelblechen.

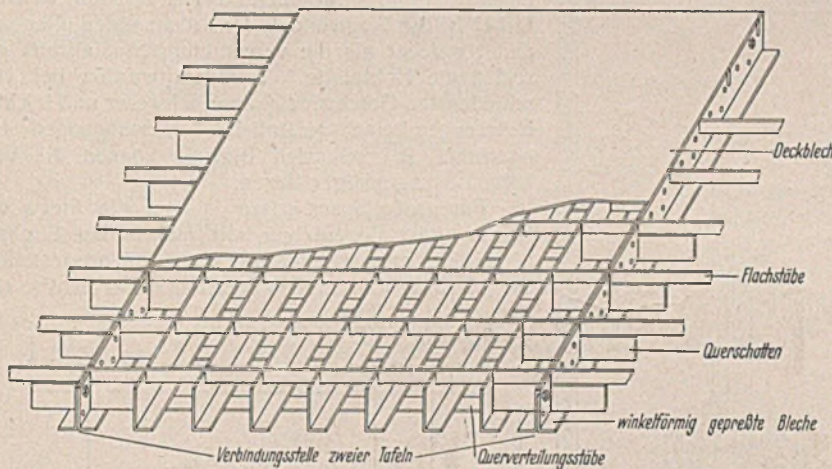


Abb. 32. Stahlzellendecke als Brückenfahrbahn.

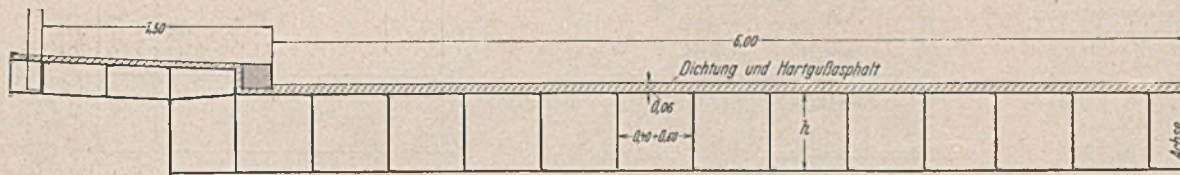


Abb. 33. Stählerne Hohlplatte als Straßenbrücke.

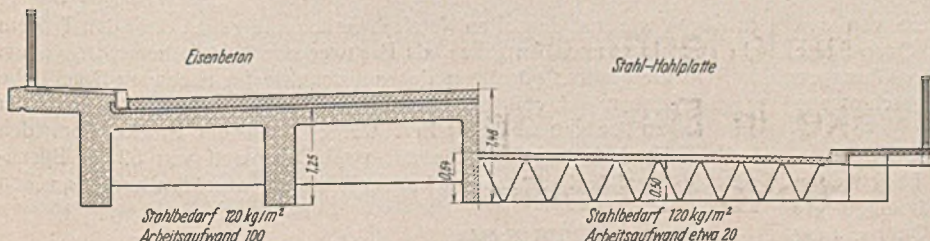


Abb. 34. Vergleich zwischen einer Eisenbetonbrücke und einer Stahlhohlplatte für eine Straßenbrücke.

senkt werden. Die Bedeutung dieser Stahlgewichte kann man im Vergleich mit der seither im Stahlverbrauch günstigsten Eisenbetonbauweise ermessen, die selbst bei sparsamer Ausbildung und etwa der doppelten Bauhöhe 120 kg/m<sup>2</sup> Bewehrungsseisen (Hauptbewehrung St 52) benötigt und in der Herstellung viele Arbeitsstunden und Stoffe für Gerüste, Schalung, Bewehrung, Betonherstellung, Anfuhr und Baustellen-einrichtung verschlingt (Abb. 34). Dem Eisenbeton bleibt der Vorzug geringerer Unterhaltungskosten.

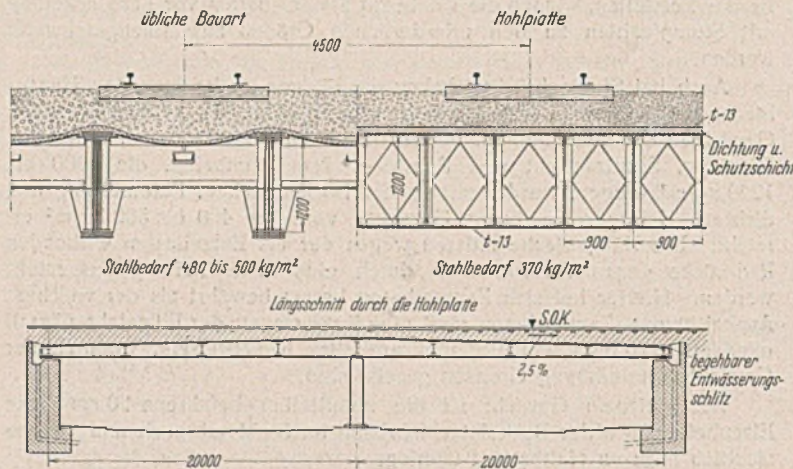


Abb. 35. Vergleich zwischen der üblichen Querschnittsausbildung mit Buckelblechen und einer Stahlhohlplatte für Eisenbahnbrücken.

Eine Eisenbahnbrücke zur Unterführung einer großen Verkehrsstraße mit zwei Öffnungen von je 20 m Spannweite benötigt bei einer größten Bauhöhe von nur 1,20 m nur 13 bis 15 mm dicke Deckbleche auf Stegen in 0,90 m Abstand (Abb. 35). Die Deckbleche können in gleicher Dicke durchgeführt werden. Das ebene obere Blech erhält von der Mitte aus dachförmiges Gefälle von 2,5‰ nach den Widerlagern, um das Schotterbett auf einer zuverlässigen Dichtung zu entwässern. Gegenüber den vielfachen unteren Flächen mit ihren staubfangenden Ecken, Winkeln und Gurten bei der üblichen Bauweise braucht bei dieser Hohlplatte nur die glatte, geschlossene Unterfläche unterhalten zu werden, die zudem wesentlich schöner aussieht als die Einzelträger mit den untergehängten Entwässerungsrinnen. Der Stahlverbrauch der Hohlplatte ist um 30‰, der Arbeitsaufwand um ein ähnliches Maß niedriger als bei der üblichen Bauweise.



Abb. 36. Querschnitt mit schrägen Stegen.

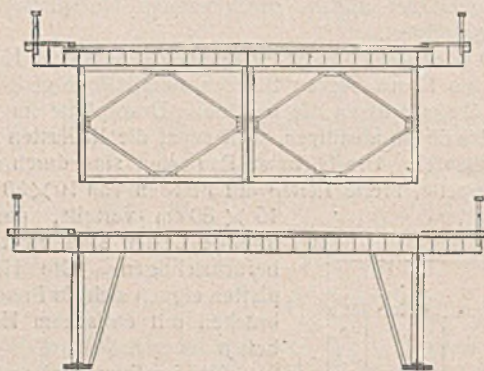


Abb. 37. Hohlplatte als Obergurt großer Balkenträger für Straßenbrücken.

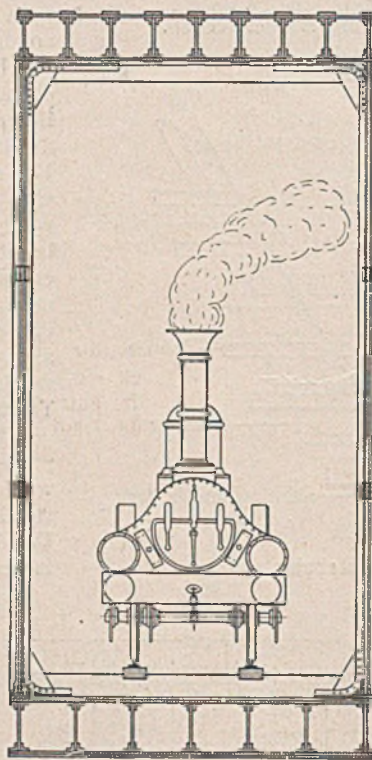


Abb. 38. Querschnitt der Britannia-Brücke (1846).

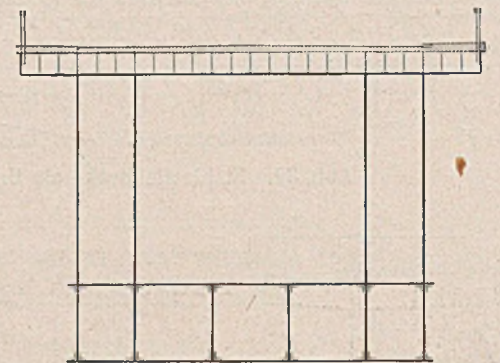


Abb. 39. Querschnitt einer Bogenbrücke, Hohlplatte nur als Fahrbahntafel verwendet.

Bei den beschriebenen Abmessungen können die Hohlräume von den Auflagerbänken aus zugänglich gemacht werden, wenn die Querschotte mit Mannlöchern versehen werden, so daß bei den ersten Ausführungen dieser Art noch jahrelang geprüft werden kann, ob der allseits geschlossene Hohlraum Rostansätze zeigt.

Senkrechte Stege bedingen zur Lastverteilung mehrere Querschotte, die gleichzeitig das Einbeulen des oberen Deckblechs in Längswellen verhüten. Für die Fertigung niedriger Hohlplatten sind schräg eingelegte Stege (Abb. 36) ohne Schotte günstiger, sie wirken in der Querrichtung wie ein Fachwerk.

Bei Straßenbrücken können die Stege verhältnismäßig dünn (3 bis 6 mm) gehalten werden, wenn sie durch Sicken am Ausbeulen gehindert werden. Das obere Blech muß mit Rücksicht auf die Radlasten mindestens 4 bis 5 mm dick sein, während das untere Blech, je nach den statischen Erfordernissen, auch dünner sein darf.

Zur Erprobung der Hohlplatten sind von der Direktion der Reichsautobahnen und vom Deutschen Stahlbauverband Versuche eingeleitet worden, über deren Ergebnis in wenigen Monaten berichtet werden kann.

Für Großbrücken werden die Hohlplatten mit mäßiger Bauhöhe nicht nur als Fahrbahnplatte, sondern gleichzeitig als Gurtung der Hauptträger benutzt (Abb. 37). Die Stege können als Netzfachwerke oder mit ausgesteiften ebenen Blechen, der Zuggurt mit wenigen Aussteifungen als einwandiges, ebenes Blech oder als schmales, dickes Blechband gebildet werden. Solche Querschnitte wurden schon bei der ersten großen Balkenbrücke für Eisenbahnen über die Menaistraße in England im Jahre 1846 ersonnen! (Abb. 38).

Auch wenn die Leichtbauplatte nicht gleichzeitig als Hauptträgergurtung herangezogen ist, sondern nur als Fahrbahnplatte auf oder zwischen selbständigen Hauptträgern gelagert wird (Abb. 39), bietet sie gegenüber den seitherigen Bauweisen durch ihr leichtes Gewicht, den Wegfall der Quer- und Längsträger und der Verbände, die Steifigkeit gegen waagerechte Kräfte, die Verteilung schwerer Einzellasten und die kleine Anstrichfläche erhebliche Vorteile. Die einfache und ruhige äußere Form der Platten ermöglicht eine bessere, formschöne Gestaltung der Brücken.

Als Belag kommt nach den vorliegenden Erfahrungen auf ebenen Stahlblechen nur ein wasserdichter, elastischer Gußasphaltteppich in Frage, wie er auch durch Versuche<sup>5)</sup> erprobt wurde. Bei sachgemäßer Ausführung hat sich dieser Belag auf mehreren Autobahnbrücken bewährt, eine weitere Verbesserung seiner Eigenschaften muß jedoch angestrebt werden.

Bei Großbrücken können ebene Bleche aus nicht rostendem Stahl, die den Obergurt bilden, auch ohne Belag befahren werden, wenn sie dick genug und an der Oberfläche mit eingewalzten Rippen gleitsicher gemacht sind. Eine solche Stahlfahrbahn ist vor allem dann geeignet, wenn das Deckblech große Zugbeanspruchungen erfährt, die in den heute bekannten Belägen zu Rissen führen würden.

Die manchmal geäußerten Bedenken, daß die leichten Brücken übermäßig schwingen würden, sind durch Versuche an der ersten größeren Brücke in Leichtbauweise in Kirchheim u. T.<sup>6)</sup> zerstreut worden. Dabei ist das Tragwerk dieser Brücke unten offen und damit weicher als die verwindungstiefe, allseits geschlossene Hohlplatte. Trotzdem wurden bei verschiedensten Geschwindigkeiten schwerer und leichter Fahrzeuge keine gefährlichen Schwingungen beobachtet. Bei schmalen Brücken können die Verhältnisse ungünstiger liegen.

Für große Spannweiten können die Stege der Balken- oder Bogenträger mit mehrfachen Strebenzügen leichter ausgebildet werden als mit ausgesteiften Stegblechen. Die Streben brauchen dabei nicht so eng

zu liegen wie bei den alten Netzfachwerken und geben doch den Trägern ein geschlosseneres Aussehen als Fachwerke mit einfachem Strebenzug.

Ob die statisch günstigen Rohrquerschnitte für Fachwerk-Druckstäbe im Brückenbau sinnvoll angewendet werden können, muß wegen der schwierigen Anschlüsse bezweifelt werden. An der Brücke über den Firth of Forth in England, die mit zwei Öffnungen von 521 m Spannweite die größte Fachwerkbrücke der Welt ist, wurde allerdings schon

<sup>5)</sup> Bautechn. 1936, S. 245.

<sup>6)</sup> Bautechn. 1938, S. 312.

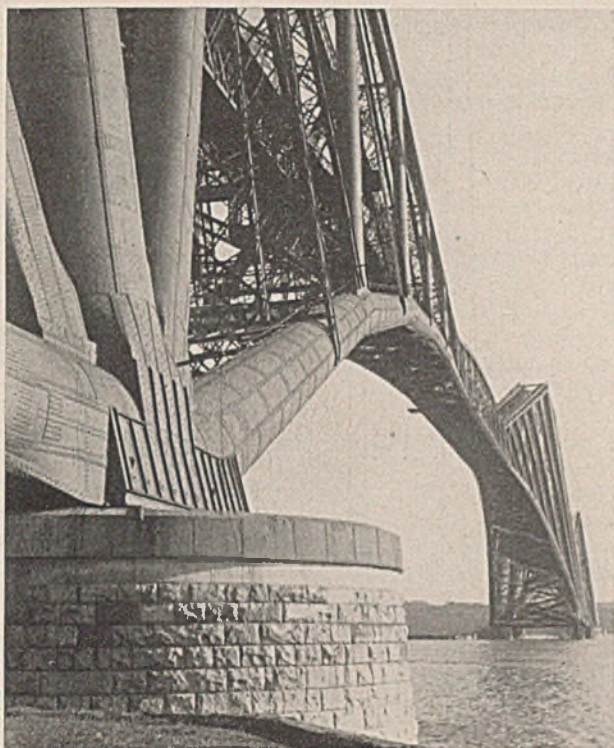


Abb. 40. Druckstäbe mit Rohrquerschnitt an der großen Auslegerbrücke über den Firth of Forth (1883).

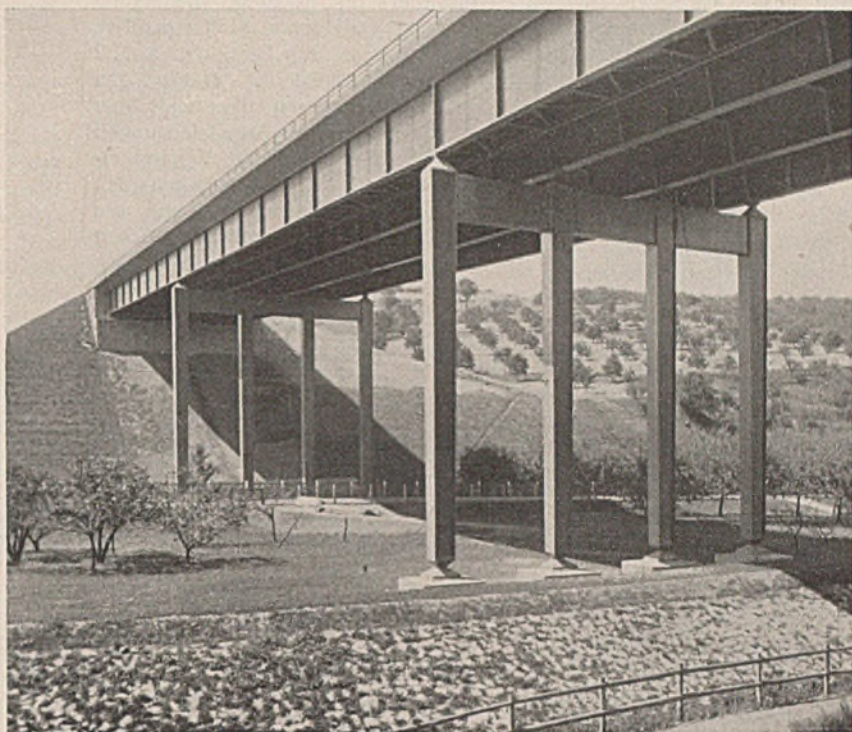


Abb. 41. Rechteckige Hohlquerschnitte für Stützen.

im Jahre 1883 diese schwierige Aufgabe gelöst (Abb. 40). Für leichte tragbare Behelfsbrücken eignen sich Rohrfachwerke mit drei Gurten aus Leichtmetall.

Stützen und Turmpfeiler wurden im Stahlbrückenbau in den letzten Jahren schon häufig hohl gebaut. Gute Beispiele sind die stählernen Stützrahmen verschiedener Talbrücken der Reichsautobahnen (Abb. 41).

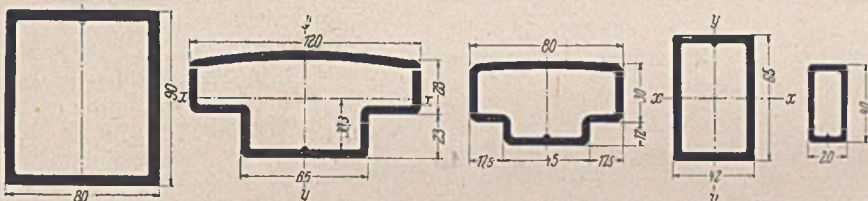


Abb. 42. Hohlstäbe für Geländer der Klöckner-Mannstaedt-Werke.

Geländerpfosten und -holme werden bereits aus 2 bis 3 mm dicken abkanteten oder kalt gewalzten und längsverschweißten Blechen hergestellt (Abb. 42).

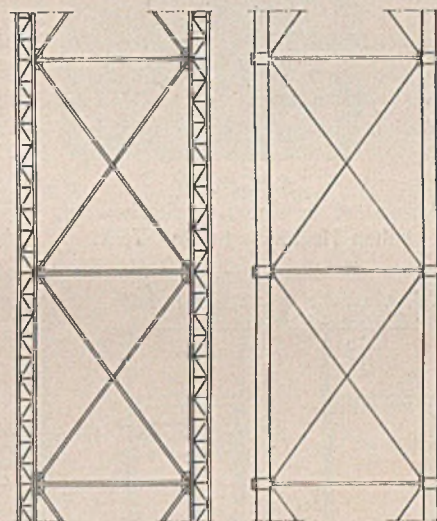


Abb. 44. Vergleich eines vergitterten Stahlgerüsts mit einem Rohrgerüst.

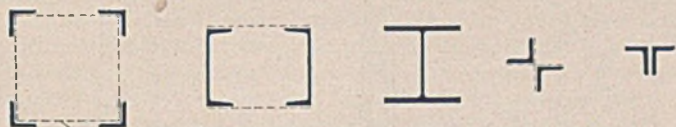


Abb. 43. Querschnitte für Stahlgerüste.

c) Gerüst- und Mastenbau.

Für die Stahlgerüste werden im wesentlichen die in Abb. 43 zusammengestellten Querschnitte verwendet. Gerüste bestehen meist aus Pfosten, die mit verstrebbenden Verbänden ein räumliches Fachwerk bilden.

Die Stäbe haben im Vergleich zu ihrer Knicklänge geringe Kräfte aufzunehmen, so daß Querschnitte gewählt werden müssen, die bei geringem Stoffaufwand große Trägheitswerte gegen



Abb. 45. Rohrgerüst für eine Eisenbetonbrücke (Innocenti, Italien).

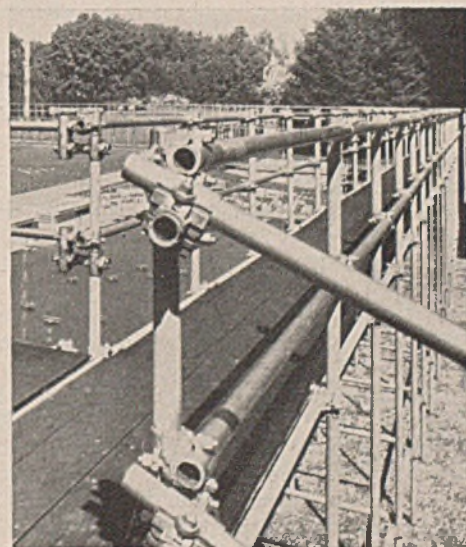


Abb. 46. Rohrverbindungen der Bauunternehmung Innocenti.

seitliches Ausknicken liefern. Das Rohr erfüllt diese Bedingung einwandfrei am besten. Die mit Rohren erzielbaren Stoffersparnisse gegenüber den üblichen Querschnitten sind in der Tafel der Abb. 2 zusammengestellt. Neben den Stoffersparnissen fallen bei Rohren die erheblichen Arbeitsleistungen für die Bindebleche, Verstreben und Schotte zwischen den einzelnen Walzisen sowie die für die Lebensdauer abträglichen Rostecken weg (Abb. 44).

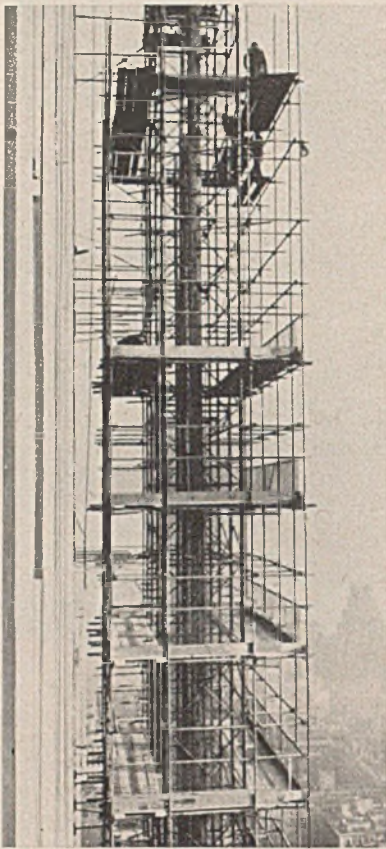


Abb. 47.

Rohrgerüst an einem 80 Stockwerke hohen Hochhaus in New York.

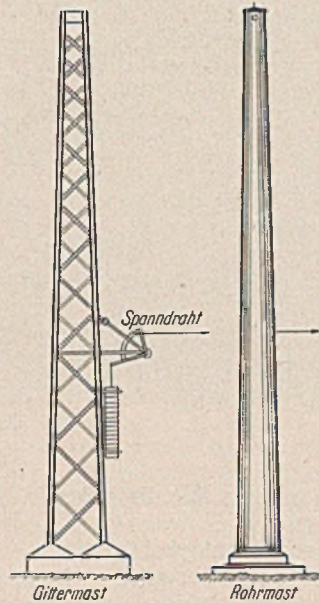


Abb. 50.

Rohrmaste im Vergleich mit Gittermasten.

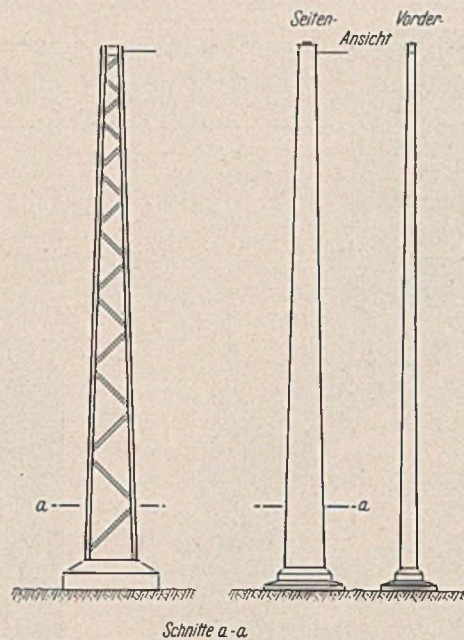


Abb. 51. Flachmaste.

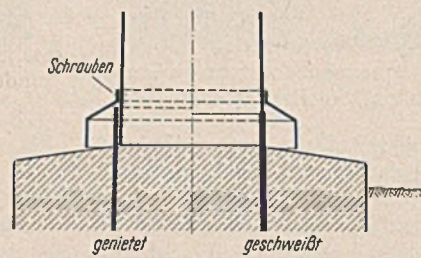


Abb. 52. Rostsichere Masteinspannung.

Stoßausbildung einfach werden. Pfosten, die keine Zugkräfte erhalten, werden mit einer Stoßhülse aufeinandergesetzt, die Stoßkante muß sauber geschnitten sein, damit die Druckkräfte unmittelbar übertragen werden (Abb. 48a). Mäßige Zugkräfte werden mit wenigen Durchsteckschrauben aufgenommen (Abb. 48b). Für Zugkräfte, unter denen die Rohrwandung voll beansprucht ist, müssen doppelte Stoßhülsen angewendet werden (Abb. 48c). Streben werden am einfachsten an Schellen mit Anschlußlappen angeschraubt. Ausmittige Anschlüsse sind bei kleinen Strebenkräften unbedenklich. Die Klemmkraft der Schellen reicht meist zur Einleitung der Strebenkraft aus, für größere Kräfte kann die Schelle mit den Stoßschrauben oder mit besonderen Durchsteckschrauben angeschlossen werden.

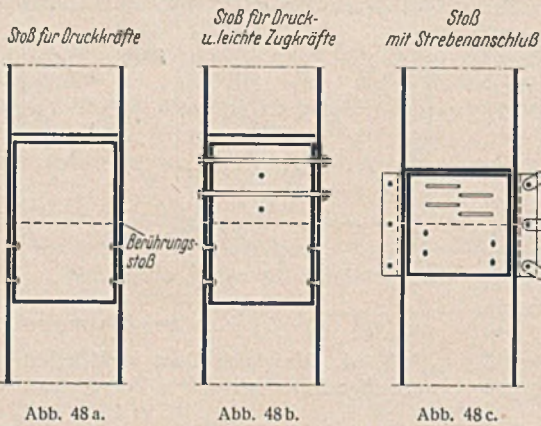


Abb. 48a bis c. Einfache Stöße großer Rohre.

Abb. 49a. Stoß- und Strebenanschluß mit angeschweißten Laschen.

Abb. 49b. Anschluß zweiteiliger Streben am Rohr mit Durchsteckschraube.



Abb. 53. Rahmenartig verstreber Freileitungsmast.

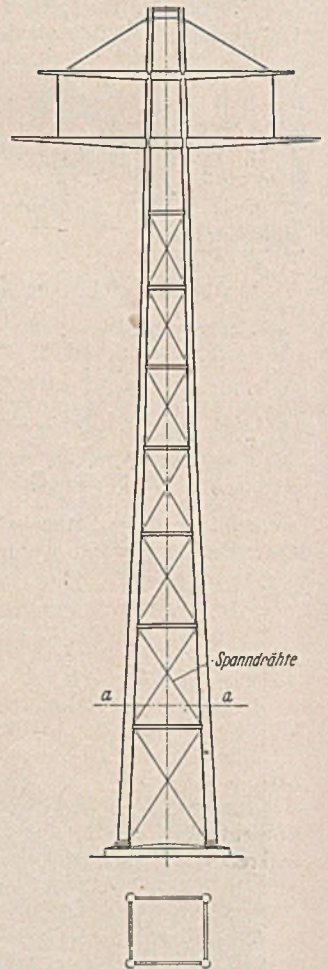


Abb. 54. Breitfüßiger Rohrmast für Überlandleitungen.

Mit Rohrgerüsten können also erhebliche Stoff- und Arbeitersparnisse erzielt werden. Trotzdem sind Rohrgerüste noch kaum gebaut worden, weil die im Handel befindlichen Rohre zu teuer, zu dickwandig oder zu klein sind. Eine Senkung der Rohrpreise muß angestrebt werden. Rohre kosten 400 bis 500 RM je t, während Winkelstahl nur 110 bis 130 RM je t kostet.

In anderen Ländern sind Gerüste aus leichten Rohren schon bis zu erstaunlichen Größenabmessungen gebräuchlich. Sie dienen zur Einrüstung von Eisenbetonbauten, für vorübergehende Hallen-, Tribünen- oder Brückenbauten und zum Einrüsten bestehender Bauwerke bei Reinigungs- und Ergänzungsarbeiten (Abb. 45). Pfosten werden mittig mit Schellen gestoßen, Streben und Querbalken ausmittig mit Doppelschellen angeschraubt (Abb. 46). In den Vereinigten Staaten sind aus solchen Rohren Aufzuggerüste für 70 bis 80 Stockwerk hohe Gebäude ohne Abfangung ausgeführt worden (Abb. 47).

Für Großgerüste sind dünnwandige Rohre mit großen Durchmessern günstiger. Auch der Aufbau solcher Rohrgerüste kann bei geeigneter

Angeschweißte Knotenbleche geben zwar einfache Anschlüsse, sind aber bei der Beförderung hinderlich (Abb. 49a). Zweiteilige, außen unmittelbar am Rohr angeschlossene Streben sind für Zugschrägen geeignet (Abb. 49b). Die Rohre werden zweckmäßig nahe an den Enden mit Scheiben geschlossen und ausgesteift. Auch bei kleinen Durchmessern ist der Abschluß zur Verhütung des Rostens im Innern zu empfehlen.

Geeignete Rohrverbindungen können durch findige Menschen noch entwickelt werden.

Da bei Gerüsten elastische Verformungen meist keine Rolle spielen, sollte die sparsame Verstrebung mit zwei gekreuzten Zugstäben, die mit Spannschlössern vorgespannt werden und bei Verwendung gezogener Rundstäbe kleinste Abmessungen erhalten, wieder bevorzugt werden.

Für Ausleger und Maste großer Krane gelten die gleichen Gesichtspunkte wie für die Pfosten und Streben von Gerüsten. Dabei werden sich verjüngende Rohre aus gebogenen dünnen Blechen zur Anwendung kommen. Diese Rohre sind vor allem für das große Gebiet der Maste für elektrische Leitungen, Beleuchtung, Signale und Fahnen geeignet (Abb. 50).

Die stählernen Gittermaste für die Fahrdradleitungen der elektrischen Eisenbahnen werden durch Rohrmaste nicht nur im Bedarf an Baustoffen und Arbeitszeit, sondern auch im Aussehen übertroffen, vor allem, wenn die Abspanngewichte im Innern der Hohlmaste aufgehängt werden. Auch hier ist der Eisenbeton mit den schönen Schleuderbetonmasten vorangegangen. Maste, die einseitigen Zug aufzunehmen haben, erhalten elliptischen oder rechteckigen Hohlquerschnitt, sie können auch aus zwei Rohren mit Stegverbindungen gebaut werden (Abb. 51).

Bei Rohren ist ein einfacher Schutz der sonst so rostanfälligen Einspannstelle im Betonfuß durch eine vorgeschraubte, abnehmbare Haube möglich, die jede Feuchtigkeit von der gefährdeten Stelle fernhält und zugleich als Sockel des Mastes gut aussieht (Abb. 52).

Für große Maste der Überlandleitungen wird ein Rohr allein bei vernünftigen Wandstärken zu aufwendig, so daß breitfüßig gespreizte Maste aus drei oder vier Rohrpfosten berechtigt sind. Dabei sehen waagerechte, rahmenartige Verstrebungen besser aus als schräge Dreiecksverbände (Abb. 53).

Bei großen Masten lassen sich Schrägverbände kaum vermeiden, wenn aber die Rohre dünnwandig mit entsprechend größerem Durchmesser gewählt werden, dann genügen weitmaschige Kreuzverbindungen aus gespannten Drähten zwischen kurzen, dünnen Querrohren, die dem Mast ein besseres Aussehen verleihen als flache Strebenzüge (Abb. 54).

H. Echterhoff berichtet<sup>7)</sup> über die großen Ersparnisse an Stahl und Anstrich bei Verwendung der heute handelsüblichen Rohre, wobei alle Verbindungen geschweißt werden. Als Vorzug wird auch die geringere Windangriffsfläche genannt.

Die besseren Formen der Rohrmaste werden jedem Ingenieur, der sich Sinn und Gefühl für die deutsche Landschaft erhalten hat, willkommen sein und weiterhin helfen, die technischen Eingriffe des Menschen im Landschaftsbild erträglicher zu gestalten.

Mögen diese Anregungen dem Fortschritt und der Leistungssteigerung im Stahlbau für die großen Aufgaben der deutschen Zukunft dienen!

<sup>7)</sup> Der Deutsche Baumeister 1940, H. 5, S. 37.

### Die Einflußlinien des elastisch gestützten Durchlaufträgers.

Von Dr.-Ing. Friedrich Geiger, Technische Hochschule Karlsruhe.

Alle Rechte vorbehalten.

Für häufig vorkommende Fälle von Durchlaufträgern auf elastischer Stützung werden im folgenden fertige Formeln zum raschen Auffinden von Einflußlinien angegeben. An einem durchgerechneten Zahlenbeispiel wird dann die Anwendung gezeigt. Dabei wird auf die sich immer wiederholenden Kennziffern der Träger hingewiesen, die die Rechnung wesentlich vereinfachen.

Es sollen elastische, gleich hoch liegende Stützpunkte vorausgesetzt werden. Die Behandlung ungleich hoher Stützpunkte macht keine Schwierigkeiten, ihre Berechnung läßt sich ohne weiteres mit vorausgegebenen Festwerten der Stützenlage durchführen.

Allgemein versteht man unter einer Einflußlinie die Wirkung einer bewegt gedachten Einzellast  $P=1$ , die als Ordinate zu der als Abszisse betrachteten augenblicklichen Lastlage aufgetragen wird. Es gibt verschiedene Verfahren zur Ermittlung von Einflußlinien einer statischen Größe (des Auflagerdruckes, der Momente, der Querkräfte usw.), hier soll zunächst die Momentenzustandslinie für den Lastfall  $P=1$  ermittelt werden. Aus dieser Zustandslinie können dann ohne weiteres in bekannter Weise alle gewünschten Einflußlinien gebildet werden. Sie ergeben sich einfach aus der Tatsache, daß jeder Punkt einer Einflußlinie gleichzeitig auch Punkt einer Zustandslinie ist und somit der betreffenden Zustandslinie entnommen werden kann. Im Anschluß an die allgemeinen Entwicklungen soll dieser Gang in einem Bild gezeigt werden.

Die Untersuchung der elastisch gestützten Durchlaufträger soll zunächst für gleiche Feldweiten und für über die ganze Trägerlänge unverändert bleibende Trägheitsmomente durchgeführt werden. Für diesen Fall werden einfache Formeln aufgestellt für 3, 4 und 5 Stützen, die für noch mehr Stützen in gleicher Weise entwickelt werden können. Die Formeln stellen in jedem Fall die Stützmomente für den Lastfall  $P=1$  in einem bestimmten Hauptträgerschnitt dar.

#### Durchlaufträger auf 3 Stützen.

In Abb. 1 sind die Bezeichnungen und das Tragwerk aufgezeichnet. In den Dreimomentengleichungen von Clapeyron erscheinen auf der rechten Seite der Ausdruck für verschieden hohe Stützpunkte und die statischen Momente der auftretenden Lasten. Für den Lastfall in Abb. 1 lauten die statischen Momente, bezogen auf die Auflager-senkrechten:

$$\begin{aligned} \epsilon t_0^0 &= \frac{l^2}{6} \cdot a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right] \\ \epsilon t_2^2 &= 0 \\ \epsilon t_1^1 &= \frac{l^2}{6} \cdot b \left[ 1 - \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right] \end{aligned}$$

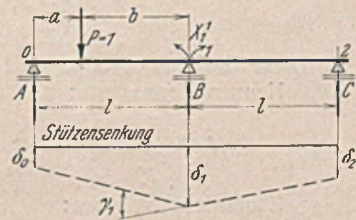


Abb. 1. Träger auf 3 Stützen.

Das Stützmoment in B ergibt sich aus dem Dreimomentensatz allgemein zu:

$$4 X_1 l = 6 EJ \gamma_1 - \frac{6 \epsilon t_0^0}{l} - \frac{6 \epsilon t_2^2}{l}$$

Hierin ist  $\gamma_1$  das Maß der elastischen Stützung. Wie überall in der Baustatik arbeitet man auch hier statt mit den Winkeln mit den Tangenten,

was in Anbetracht ihrer Kleinheit zulässig ist.

$$\gamma_1 = \frac{1}{l} (2 \delta_1 - \delta_0 - \delta_2)$$

Mit  $\delta_K$  sei die Bettungszahl der elastischen Stützung oder ihre Nachgiebigkeit in den Auflagern für einen Auflagerdruck 1 bezeichnet.  $\delta_K$  stellt also das Maß einer Durchsenkung dar, das von einer Last  $P=1$  erzeugt wird. Die Stützensenkung  $\delta$  ist, wenn A der Auflagerdruck ist:

$$\delta = \delta_K A$$

Mit Einführung der Bettungszahl erhält man die einzelnen Senkungen der Stützpunkte zu:

$$\delta_0 = \frac{\delta_K}{l} (b + X_1 l) \quad \delta_1 = \frac{\delta_K}{l} (a - 2 X_1 l) \quad \delta_2 = \frac{\delta_K}{l} \cdot X_1 l$$

Das Einsetzen dieser Werte in die obige Dreimomentengleichung liefert:

$$4 X_1 l = 6 EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} (2a - 4 X_1 l - b - 2 X_1 l) - a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

Hierin soll noch gesetzt werden als Trägersteifigkeit:

$$(1) \quad K = 6 EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3}$$

und als Kennziffer des Trägers:

$$(2) \quad \alpha_1 = 4 + 6 K$$

Damit erhält man die allgemeine Gleichung für das Stützmoment in B des Lastfalles in Abb. 1 zu:

$$(3) \quad X_1 l = \frac{K(2a - b) - a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right]}{\alpha_1} = \frac{\beta_1}{\alpha_1}$$

Setzt man in dieser Gleichung  $K=0$ , dann erhält man den Durchlaufträger auf starrer Stützung mit dem Stützmoment in B zu:

$$X_1 l = - \frac{a}{4} \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

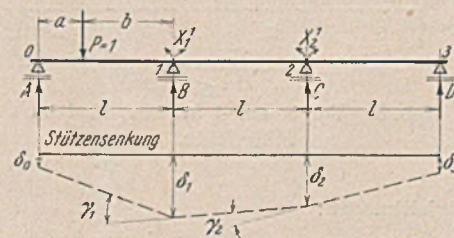


Abb. 2. Träger auf 4 Stützen, Last im ersten Felde.

Laststellung im ersten Felde (Abb. 2).

Die statischen Momente sind:

$$\epsilon t_0^0 = \frac{l^2}{6} \cdot a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right] \quad \epsilon t_2^2 = 0$$

Für die Aufstellung von Einflußlinien genügt Gl. 3 vollkommen, wie in einem späteren Beispiel gezeigt werden soll.

#### Durchlaufträger auf 4 Stützen.

Für diesen Durchlaufträger werden zwei getrennte Lastfälle nötig, nämlich die Laststellung im ersten Felde (Abb. 2) und die Laststellung im zweiten Felde (Abb. 3).

Die Dreimomentengleichungen für Abb. 2 lauten:

$$4 X_1^1 + X_2^1 = 6 EJ \cdot \frac{\gamma_1}{l} - \frac{6 \mathcal{E}t_0^0}{l^2}$$

$$X_1^1 + 4 X_2^1 = 6 EJ \cdot \frac{\gamma_2}{l}$$

Die Stützensenkungen sind:

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{1}{l} (2 \delta_1 - \delta_0 - \delta_2) & \gamma_2 &= \frac{1}{l} (2 \delta_2 - \delta_1 - \delta_3) \\ \delta_0 &= \frac{\delta_K}{l} (b + X_1^1) & \delta_1 &= \frac{\delta_K}{l} (a - 2 X_1^1 + X_2^1) \\ \delta_2 &= \frac{\delta_K}{l} (X_1^1 - 2 X_2^1) & \delta_3 &= \frac{\delta_K}{l} X_2^1. \end{aligned}$$

Mit diesen Werten lauten die Dreimomentengleichungen:

$$4 X_1^1 + X_2^1 = 6 EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} (2a - 6 X_1^1 - b + 4 X_2^1) - a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

$$X_1^1 + 4 X_2^1 = 6 EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} (4 X_1^1 - a - 6 X_2^1);$$

nach einiger Umformung wird:

$$\begin{aligned} (4 + 6 K) X_1^1 + (1 - 4 K) X_2^1 &= K(2a - b) - a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right] \\ (1 - 4 K) X_1^1 + (4 + 6 K) X_2^1 &= -K a. \end{aligned}$$

Setzt man für die Trägersteifigkeit den Ausdruck der Gl. (1):

$$K = 6 EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3}$$

und die Kennziffern des Trägers entsprechend Gl. 2:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 4 + 6 K \\ \alpha_2 &= 1 - 4 K \end{aligned}$$

und

$$(5) \quad \beta_1 = K(2a - b) - a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

$$(6) \quad \beta_2 = K a,$$

so erhält man die Dreimomentengleichungen in folgender Form:

$$\begin{aligned} \alpha_1 X_1^1 + \alpha_2 X_2^1 &= \beta_1 \\ \alpha_2 X_1^1 + \alpha_1 X_2^1 &= -\beta_2. \end{aligned}$$

Diese Gleichungen werden mit Hilfe von Determinanten aufgelöst. Die Nennerdeterminante ist:

$$N = \begin{vmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 \\ \alpha_2 & \alpha_1 \end{vmatrix} = \alpha_1^2 - \alpha_2^2.$$

Die Zählerdeterminanten sind:

$$Z_{X_1^1} = \alpha_1 \beta_1 + \alpha_2 \beta_2 \quad Z_{X_2^1} = -\alpha_1 \beta_2 - \alpha_2 \beta_1.$$

Somit erhält man die allgemeinen Gleichungen der Stützmente in B und C mit dem Lastfall in Abb. 2:

$$(7) \quad \begin{cases} X_1^1 = \frac{\alpha_1 \beta_1 + \alpha_2 \beta_2}{\alpha_1^2 - \alpha_2^2} \\ X_2^1 = -\frac{\alpha_1 \beta_2 + \alpha_2 \beta_1}{\alpha_1^2 - \alpha_2^2}. \end{cases}$$

Lastfall im zweiten Felde (Abb. 3).

Die statischen Momente sind:

$$\mathcal{E}t_1^1 = \frac{l^2}{6} \cdot a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right] \quad \mathcal{E}t_2^2 = \frac{l^2}{6} \cdot b \left[ 1 - \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right].$$

Die Stützensenkungen sind:

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{1}{l} (2 \delta_1 - \delta_0 - \delta_2) \\ \gamma_2 &= \frac{1}{l} (2 \delta_2 - \delta_1 - \delta_3) \\ \delta_0 &= \frac{\delta_K}{l} X_1^2 \\ \delta_1 &= \frac{\delta_K}{l} (b - 2 X_1^2 + X_2^2) \\ \delta_2 &= \frac{\delta_K}{l} (a - 2 X_2^2 + X_1^2) \\ \delta_3 &= \frac{\delta_K}{l} X_2^2 \end{aligned}$$

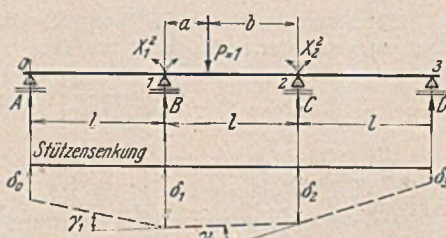


Abb. 3. Träger auf 4 Stützen, Last im Mittelfelde.

und damit die Dreimomentengleichungen:

$$4 X_1^2 + X_2^2 = 6 EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} (2b - 6 X_1^2 - a + 4 X_2^2) - b \left[ 1 - \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right]$$

$$X_1^2 + 4 X_2^2 = 6 EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} (2a - 6 X_2^2 - b + 4 X_1^2) - a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right].$$

Nach einiger Umformung wird:

$$(4 + 6 K) X_1^2 + (1 - 4 K) X_2^2 = 2 K b - K a - b \left[ 1 - \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right]$$

$$(1 - 4 K) X_1^2 + (4 + 6 K) X_2^2 = K(2a - b) - a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right].$$

Mit Einführung der Trägersteifigkeit nach Gl. (1) wird:

$$K = 6 EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3}$$

und mit den Kennziffern des Trägers:

$$\alpha_1 = 4 + 6 K \quad \alpha_2 = 1 - 4 K \quad \text{[Gl. (2) u. (4)]}$$

$$\beta_1 = K(2a - b) - a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right] \quad \text{[Gl. (5)]}$$

$$(8) \quad \beta_2 = K(2b - a) - b \left[ 1 - \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right].$$

Die Dreimomentengleichungen erhalten damit die Form:

$$\alpha_1 X_1^2 + \alpha_2 X_2^2 = \beta_3 \quad \alpha_2 X_1^2 + \alpha_1 X_2^2 = \beta_1.$$

Die Auflösung mit Determinanten ergibt:

Nennerdeterminante:

$$N = \begin{vmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 \\ \alpha_2 & \alpha_1 \end{vmatrix} = \alpha_1^2 - \alpha_2^2.$$

Zählerdeterminanten:

$$Z_{X_1^2} = \alpha_1 \beta_3 - \alpha_2 \beta_1 \quad Z_{X_2^2} = \alpha_1 \beta_1 - \alpha_2 \beta_3.$$

Die allgemeinen Gleichungen für die Stützmente in B und C des Lastfalles in Abb. 3 lauten:

$$(9) \quad \begin{cases} X_1^2 = \frac{\alpha_1 \beta_3 - \alpha_2 \beta_1}{\alpha_1^2 - \alpha_2^2} \\ X_2^2 = \frac{\alpha_1 \beta_1 - \alpha_2 \beta_3}{\alpha_1^2 - \alpha_2^2}. \end{cases}$$

### Durchlaufträger auf 5 Stützen.

Für die Aufstellung von Einflußlinien ist hier die Kenntnis der drei Stützmente in B, C und D erforderlich. Aus Gründen der Symmetrie genügen zwei Lastfälle (Abb. 4 u. 5).

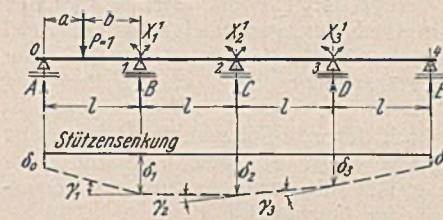


Abb. 4. Träger auf 5 Stützen, Last im ersten Felde.

Lastfall der Abb. 4.

Statisches Moment:

$$\mathcal{E}t_0^0 = \frac{l^2}{6} \cdot a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right].$$

Stützensenkungen:

$$\gamma_1 = \frac{1}{l} (2 \delta_1 - \delta_0 - \delta_2)$$

$$\gamma_2 = \frac{1}{l} (2 \delta_2 - \delta_1 - \delta_3)$$

$$\gamma_3 = \frac{1}{l} (2 \delta_3 - \delta_2 - \delta_4)$$

$$\delta_0 = \frac{\delta_K}{l} (X_1^1 + b) \quad \delta_1 = \frac{\delta_K}{l} (a - 2 X_1^1 + X_2^1)$$

$$\delta_2 = \frac{\delta_K}{l} (X_1^1 - 2 X_2^1 + X_3^1) \quad \delta_3 = \frac{\delta_K}{l} (X_2^1 - 2 X_3^1) \quad \delta_4 = \frac{\delta_K}{l} X_3^1.$$

Damit lauten die Dreimomentengleichungen:

$$4 X_1^1 + X_2^1 = 6 EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} (2a - 4 X_1^1 + 2 X_2^1 - X_1^1 - b - X_1^1 + 2 X_2^1 - X_3^1) - a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

$$X_1^1 + 4 X_2^1 + X_3^1 = 6 EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} (4 X_1^1 - a - 6 X_2^1 + 4 X_3^1)$$

$$X_2^1 + 4 X_3^1 = 6 EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} (4 X_2^1 - X_1^1 - 6 X_3^1).$$

Mit Einführung der Trägersteifigkeit K wird:

$$(4 + 6 K) X_1^1 + (1 - 4 K) X_2^1 + K X_3^1 = K(2a - b) - a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

$$(1 - 4 K) X_1^1 + (4 + 6 K) X_2^1 + (1 - 4 K) X_3^1 = -K a$$

$$K X_1^1 + (1 - 4 K) X_2^1 + (4 + 6 K) X_3^1 = 0.$$

Setzt man die Kennziffer des Trägers ein, so wird:

$$\alpha_1 X_1^1 + \alpha_2 X_2^1 + K X_3^1 = \beta_1$$

$$\alpha_2 X_1^1 + \alpha_1 X_2^1 + \alpha_2 X_3^1 = -\beta_2$$

$$K X_1^1 + \alpha_2 X_2^1 + \alpha_1 X_3^1 = 0.$$

Diese Gleichungsgruppe wird mit Determinanten aufgelöst.

Nennerdeterminante:

$$N = \begin{vmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 & K \\ \alpha_2 & \alpha_1 & \alpha_2 \\ K & \alpha_2 & \alpha_1 \end{vmatrix} = \alpha_1^3 + 2 K \alpha_2^2 - K^2 \alpha_1 - 2 \alpha_1 \alpha_2^2.$$

Zählerdeterminanten:

$$Z_{X_1^1} = \begin{vmatrix} \beta_1 & \alpha_2 & K \\ -\beta_2 & \alpha_1 & \alpha_2 \\ 0 & \alpha_2 & \alpha_1 \end{vmatrix} = \alpha_1^2 \beta_1 - \alpha_2 \beta_2 K - \alpha_2^2 \beta_1 + \alpha_1 \alpha_2 \beta_2$$

$$Z_{X_2^1} = \begin{vmatrix} \alpha_1 & \beta_1 & K \\ \alpha_2 & -\beta_2 & \alpha_2 \\ K & 0 & \alpha_1 \end{vmatrix} = -\alpha_1^2 \beta_2 + \alpha_2 \beta_1 K + K^2 \beta_2 - \alpha_1 \alpha_2 \beta_1$$

$$Z_{X_3^1} = \begin{vmatrix} \alpha_1 & \alpha_2 & \beta_1 \\ \alpha_2 & \alpha_1 & -\beta_2 \\ K & \alpha_2 & 0 \end{vmatrix} = \alpha_2^2 \beta_1 + \alpha_2 \beta_2 K - \alpha_1 \beta_1 K + \alpha_1 \alpha_2 \beta_2.$$



Die allgemeinen Gleichungen für die Stützmente des Lastfalles in Abb. 4 lauten:

$$(10) \begin{cases} X_1^1 = \frac{\alpha_1^2 \beta_1 - \alpha_2 \beta_2 K - \alpha_2^2 \beta_1 + \alpha_1 \alpha_2 \beta_2}{\alpha_1^3 + 2K\alpha_2^2 - K^2\alpha_1 - 2\alpha_1\alpha_2^2} \\ X_2^1 = \frac{-\alpha_1^2 \beta_2 + \alpha_2 \beta_1 K + K^2 \beta_2 - \alpha_1 \alpha_2 \beta_1}{\alpha_1^3 + 2K\alpha_2^2 - K^2\alpha_1 - 2\alpha_1\alpha_2^2} \\ X_3^1 = \frac{\alpha_2^2 \beta_1 + \alpha_2 \beta_2 K - \alpha_1 \beta_1 K + \alpha_1 \alpha_2 \beta_2}{\alpha_1^3 + 2K\alpha_2^2 - K^2\alpha_1 - 2\alpha_1\alpha_2^2} \end{cases}$$

Lastfall der Abb. 5.

Statische Momente:

$$\begin{aligned} \mathfrak{S}_{t_1}^1 &= \frac{l^2}{6} \cdot a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right] \\ \mathfrak{S}_{t_2}^2 &= \frac{l^2}{6} \cdot b \left[ 1 - \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right] \end{aligned}$$

Stützensenkungen:

$$\begin{aligned} \delta_0 &= \frac{\delta_K}{l} \cdot X_1^2 \\ \delta_1 &= \frac{\delta_K}{l} (b - 2X_1^2 + X_2^2) \\ \delta_2 &= \frac{\delta_K}{l} (a - 2X_2^2 + X_1^2 + X_3^2) \\ \delta_3 &= \frac{\delta_K}{l} (X_2^2 - 2X_3^2) \\ \delta_4 &= \frac{\delta_K}{l} \cdot X_3^2 \end{aligned}$$

Dreimomentengleichungen:

$$\begin{aligned} 4X_1^2 + X_2^2 &= 6EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} (2b - a - 6X_1^2 + 4X_2^2 - X_3^2) - b \left[ 1 - \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right] \\ X_1^2 + 4X_2^2 + X_3^2 &= 6EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} (2a - b - 6X_2^2 + 4X_1^2 + 4X_3^2) - a \left[ 1 - \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right] \\ X_2^2 + 4X_3^2 &= 6EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} (4X_2^2 - 6X_3^2 - a - X_1^2) \end{aligned}$$

Mit Einführung der Trägersteifigkeit und der Kennziffern des Trägers vereinfachen sich diese Gleichungen zu:

$$\begin{aligned} \alpha_1 X_1^2 + \alpha_2 X_2^2 + K X_3^2 &= \beta_3 \\ \alpha_2 X_1^2 + \alpha_1 X_2^2 + \alpha_2 X_3^2 &= \beta_1 \\ K X_1^2 + \alpha_2 X_2^2 + \alpha_1 X_3^2 &= -\beta_2 \end{aligned}$$

Die Auflösung mit Determinanten ergibt die Stützmente des Lastfalles in Abb. 5 zu:

$$(11) \begin{cases} X_1^2 = \frac{\beta_1(\alpha_2 K - \alpha_1 \alpha_2) + \beta_2(\alpha_1 K - \alpha_2^2) + \beta_3(\alpha_1^2 - \alpha_2^2)}{\alpha_1^3 + 2K\alpha_2^2 - K^2\alpha_1 - 2\alpha_1\alpha_2^2} \\ X_2^2 = \frac{\beta_1(\alpha_1^2 + K^2) + \beta_2(\alpha_2 K + \alpha_1 \alpha_2) + \beta_3(\alpha_2 K - \alpha_1 \alpha_2)}{\alpha_1^3 + 2K\alpha_2^2 - K^2\alpha_1 - 2\alpha_1\alpha_2^2} \\ X_3^2 = \frac{\beta_1(\alpha_2 K - \alpha_1 \alpha_2) + \beta_2(\alpha_2^2 - \alpha_1^2) + \beta_3(\alpha_2^2 - \alpha_1 K)}{\alpha_1^3 + 2K\alpha_2^2 - K^2\alpha_1 - 2\alpha_1\alpha_2^2} \end{cases}$$

Das Zeichnen der Einflußlinien.

Für den Träger auf 5 Stützen ist in Abb. 6 der Vorgang des Zeichnens der Einflußlinien aus den Zustandslinien bei starren Stützen eingetragen.

So wie in Abb. 6 die Last  $P=1$  an einer Hauptträgerschnittstelle im zweiten Felde steht, so sucht man in jedem Felde mehrere solcher Schnittstellen auf und erhält dann durch Verbindung den Verlauf der Einflußlinie.

Durchlaufträger auf 6 und mehr Stützen.

Die bisherigen Entwicklungen zeigen, daß sich die Kennziffern der Träger immer wiederholen. Ihre Kenntnis genügt, um die Stützmente zu er-

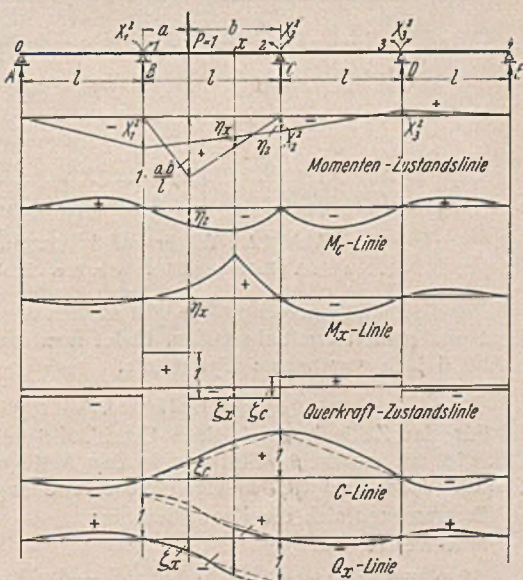


Abb. 6. Einflußlinien des Trägers auf 5 Stützen.

rechnen. Bei den Trägern mit mehr als 6 Stützen erhält man dann Gleichungsgruppen mit mehr als vier Gleichungen, die aber infolge ihrer Doppelsymmetrie in der Matrix leicht aufgelöst werden können. Die Lösung geht in der Weise vor sich, daß man jeweils die erste und letzte Gleichung in einem Vorgang zusammenzählt und in einem anderen Vorgang voneinander abzieht. Durch dieses Verfahren erhält man immer weniger Gleichungen, die dann nach den bekannten Regeln gelöst werden.

Rechnungsbeispiel.

Für den Durchlaufträger auf 4 elastischen Stützen (Abb. 7) sollen folgende Einflußlinien bestimmt werden:

- a) Stützmoment in B,
- b) Feldmoment in 2,
- c) Feldmoment in m,
- d) Stützdruck in B.

Die Bettungszahl der elastischen Stützung betrage:

$$\delta_K = 0,0023 \text{ m/t.}$$

Als Träger sei ein IP 60 verwendet, der nur in den oberen inneren Flanschen mit L 100/100/10 verstärkt sei und eine Biegefestigkeit habe von  $EJ = 42\,100 \text{ tm}^2$ .

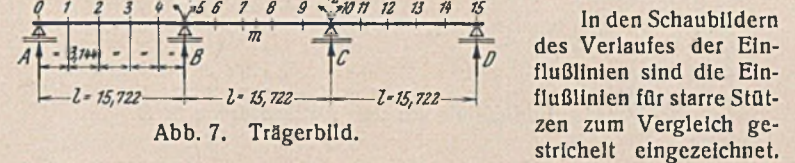


Abb. 7. Trägerbild.

Trägersteifigkeit:

nach Gl. (1) wird

$$K = 6EJ \cdot \frac{\delta_K}{l^3} = 6 \cdot 42\,100 \cdot \frac{0,0023}{15,722^3} = 0,1494$$

Kennziffern des Trägers:

nach Gl. (2) wird

$$\alpha_1 = 4 + 6K = 4 + 6 \cdot 0,1494 = 4,8964$$

nach Gl. (4) wird

$$\alpha_2 = 1 - 4K = 1 - 4 \cdot 0,1494 = 0,4024$$

Einheitlicher Nenner der Gl. (7) u. (9):

$$\alpha_1^2 - \alpha_2^2 = 23,9708 - 0,1619 = 23,8089$$

Für die in Abb. 7 eingetragenen 15 Schnittstellen im Hauptträger ermittelt man nun mit Gl. (7) u. (9) die Stützmente, die gleichzeitig die Ordinaten der Einflußlinie des Stützments in B sind. Der Verlauf dieser Einflußlinie ist in Abb. 8 eingetragen.

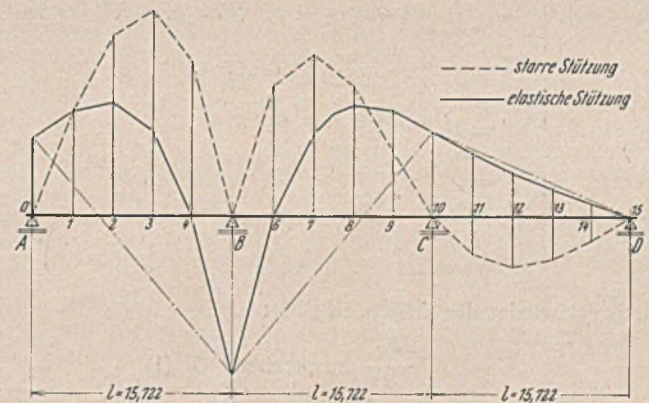


Abb. 8. Einflußlinie für das Stützmoment in B.

Die Ordinaten der Einflußlinie für starre Stützen werden dem Tafelwerk von Anger: „Zehntellige Einflußlinien für durchlaufende Träger“<sup>1)</sup> entnommen.

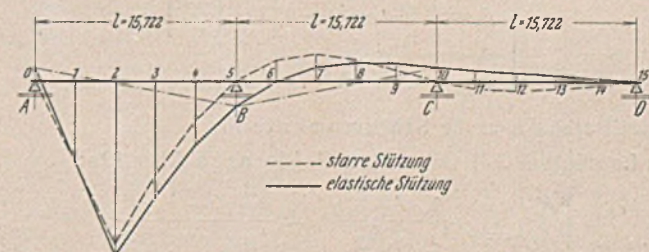


Abb. 9. Einflußlinie für das Feldmoment im Punkt 2.

Die weiteren, in Abb. 9 bis 11 dargestellten Einflußlinien wurden nach dem in Abb. 6 dargestellten Verfahren ermittelt.

<sup>1)</sup> 3. Aufl. Berlin 1939, Wilh. Ernst & Sohn.

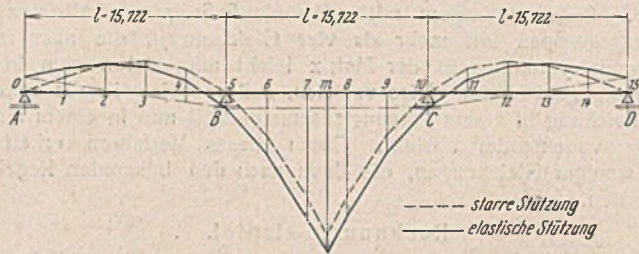


Abb. 10. Einflußlinie für das Feldmoment im Punkt m.

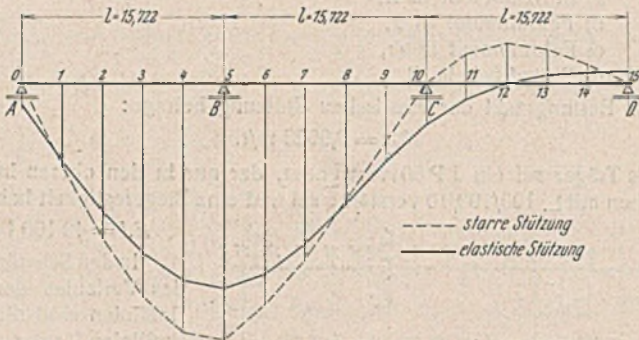


Abb. 11. Einflußlinie für den Auflagerdruck in B.

Die allgemein gültigen, fertigen Formeln gestatten schnell das Auffinden von Einflußlinien bei elastisch gelagerten Durchlaufträgern. Die Einflußlinien des Beispiels zeigen den bedeutenden Einfluß der elastischen Lagerung gegenüber der vollkommen starren Lagerung; die Stützmente werden geringer, die Feldmomente dagegen größer.

**Durchlaufträger auf 8 Stützen.**

In Abb. 12 werden für den Träger aus der Trägersteifigkeit und den Kennziffern des Trägers für den Lastfall  $P = 1$  die Gleichungen der Stützmente entwickelt. Dabei erhält man folgende sich häufig wiederholende gleiche Beziehungen zwischen der Trägersteifigkeit und den Kennziffern des Trägers, die sich aus den Ableitungen der Dreimomentengleichungen ergeben:

$$(12) \frac{N_S}{N_D} = \alpha_1^3 \mp \alpha_2^3 \pm \alpha_1 (\alpha_1 \alpha_2 \mp 2\alpha_2^2) - 2K^2 (\alpha_1 \mp \alpha_2) \mp 2K (\alpha_1 \alpha_2 \mp \alpha_2^2)$$

$$(13) \begin{cases} \gamma_1' = (\alpha_1^2 \pm \alpha_1 \alpha_2 - \alpha_2^2) \mp 2\alpha_2 K - K^2 \\ \gamma_1'' = (\alpha_2 K \pm K^2 - \alpha_1 \alpha_2 \mp \alpha_2^2) \\ \gamma_2' = (\alpha_1^2 \pm \alpha_1 \alpha_2 - K^2) \\ \gamma_2'' = (\alpha_2^2 \pm \alpha_2 K - \alpha_1 K) \\ \gamma_3' = (\alpha_2 K - \alpha_1 \alpha_2 \mp \alpha_1 K) \\ \gamma_3'' = \alpha_1^2 - \alpha_2^2 \end{cases}$$

Hierin ist wieder die Trägersteifigkeit:

$$K = 6 EJ \cdot \frac{b}{l^3} \text{ entsprechend Gl. (1)}$$

und die Kennziffer des Trägers:

$$(14) \begin{cases} \alpha_1 = 4 + 6K & \alpha_2 = 1 - 4K \\ \beta_1 = K(2b - a) - b \left[ 1 - \left(\frac{b}{l}\right)^2 \right] \\ \beta_2 = K(2a - b) - a \left[ 1 - \left(\frac{a}{l}\right)^2 \right] \\ \beta_3 = -Ka \\ \beta_4 = -Kb \end{cases}$$

Damit erhält man die Stützmente für

a) Lastfall  $P = 1$  im ersten Felde nach Abb. 12a:

$$(15) \begin{cases} X_C^1 = \frac{\beta_2 \gamma_1' + \beta_3 \gamma_2'}{2N_S} \pm \frac{\beta_2 \gamma_1'' + \beta_3 \gamma_2''}{2N_D} \\ X_H^1 = \frac{\beta_2 \gamma_2' + \beta_3 \gamma_3'}{2N_S} \pm \frac{\beta_2 \gamma_2'' + \beta_3 \gamma_3''}{2N_D} \\ X_D^1 = \frac{\beta_2 \gamma_4' + \beta_3 \gamma_5'}{2N_S} \pm \frac{\beta_2 \gamma_4'' + \beta_3 \gamma_5''}{2N_D} \\ X_E^1 = \frac{\beta_2 \gamma_4' + \beta_3 \gamma_5'}{2N_S} \pm \frac{\beta_2 \gamma_4'' + \beta_3 \gamma_5''}{2N_D} \\ X_F^1 = \frac{\beta_2 \gamma_4' + \beta_3 \gamma_5'}{2N_S} \pm \frac{\beta_2 \gamma_4'' + \beta_3 \gamma_5''}{2N_D} \end{cases}$$

b) Lastfall im zweiten Felde nach Abb. 12b:

$$(16) \begin{cases} X_C^2 = \frac{\beta_1 \gamma_1' + \beta_2 \gamma_2' + \beta_3 \gamma_4'}{2N_S} \pm \frac{\beta_1 \gamma_1'' + \beta_2 \gamma_2'' + \beta_3 \gamma_4''}{2N_D} \\ X_H^2 = \frac{\beta_1 \gamma_2' + \beta_2 \gamma_3' + \beta_3 \gamma_5'}{2N_S} \pm \frac{\beta_1 \gamma_2'' + \beta_2 \gamma_3'' + \beta_3 \gamma_5''}{2N_D} \\ X_D^2 = \frac{\beta_1 \gamma_4' + \beta_2 \gamma_5' + \beta_3 \gamma_6'}{2N_S} \pm \frac{\beta_1 \gamma_4'' + \beta_2 \gamma_5'' + \beta_3 \gamma_6''}{2N_D} \\ X_E^2 = \frac{\beta_1 \gamma_4' + \beta_2 \gamma_5' + \beta_3 \gamma_6'}{2N_S} \pm \frac{\beta_1 \gamma_4'' + \beta_2 \gamma_5'' + \beta_3 \gamma_6''}{2N_D} \\ X_F^2 = \frac{\beta_1 \gamma_4' + \beta_2 \gamma_5' + \beta_3 \gamma_6'}{2N_S} \pm \frac{\beta_1 \gamma_4'' + \beta_2 \gamma_5'' + \beta_3 \gamma_6''}{2N_D} \end{cases}$$

c) Lastfall im dritten Felde nach Abb. 12c:

$$(17) \begin{cases} X_C^3 = \frac{\beta_1 \gamma_2' + (\beta_2 + \beta_3) \gamma_4' + \beta_4 \gamma_1'}{2N_S} \pm \frac{\beta_1 \gamma_2'' + (\beta_2 - \beta_3) \gamma_4'' + \beta_4 \gamma_1''}{2N_D} \\ X_D^3 = \frac{\beta_1 \gamma_3' + (\beta_2 + \beta_3) \gamma_5' + \beta_4 \gamma_2'}{2N_S} \pm \frac{\beta_1 \gamma_3'' + (\beta_2 - \beta_3) \gamma_5'' + \beta_4 \gamma_2''}{2N_D} \\ X_E^3 = \frac{\beta_1 \gamma_5' + (\beta_2 + \beta_3) \gamma_6' + \beta_4 \gamma_4'}{2N_S} \pm \frac{\beta_1 \gamma_5'' + (\beta_2 - \beta_3) \gamma_6'' + \beta_4 \gamma_4''}{2N_D} \\ X_F^3 = \frac{\beta_1 \gamma_5' + (\beta_2 + \beta_3) \gamma_6' + \beta_4 \gamma_4'}{2N_S} \pm \frac{\beta_1 \gamma_5'' + (\beta_2 - \beta_3) \gamma_6'' + \beta_4 \gamma_4''}{2N_D} \end{cases}$$

d) Lastfall im vierten Felde nach Abb. 12d:

$$(18) \begin{cases} X_C^4 = \frac{(\beta_1 + \beta_2) \gamma_4' + (\beta_3 + \beta_4) \gamma_2'}{2N_S} \pm \frac{(\beta_1 - \beta_2) \gamma_4'' + (\beta_3 - \beta_4) \gamma_2''}{2N_D} \\ X_D^4 = \frac{(\beta_1 + \beta_2) \gamma_6' + (\beta_3 + \beta_4) \gamma_3'}{2N_S} \pm \frac{(\beta_1 - \beta_2) \gamma_6'' + (\beta_3 - \beta_4) \gamma_3''}{2N_D} \\ X_E^4 = \frac{(\beta_1 + \beta_2) \gamma_6' + (\beta_3 + \beta_4) \gamma_3'}{2N_S} \pm \frac{(\beta_1 - \beta_2) \gamma_6'' + (\beta_3 - \beta_4) \gamma_3''}{2N_D} \\ X_F^4 = \frac{(\beta_1 + \beta_2) \gamma_6' + (\beta_3 + \beta_4) \gamma_3'}{2N_S} \pm \frac{(\beta_1 - \beta_2) \gamma_6'' + (\beta_3 - \beta_4) \gamma_3''}{2N_D} \end{cases}$$

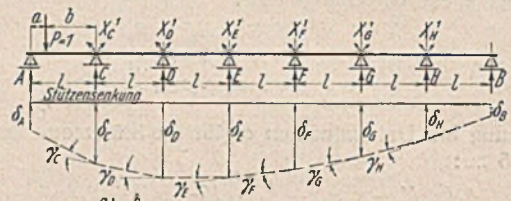


Abb. 12 a.

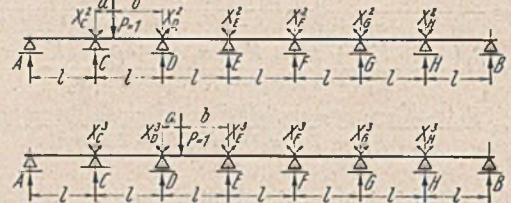


Abb. 12 b.

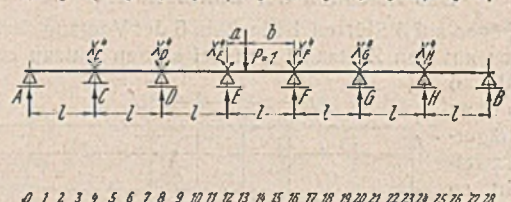


Abb. 12 c.

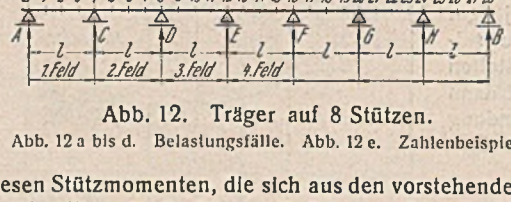


Abb. 12 d.

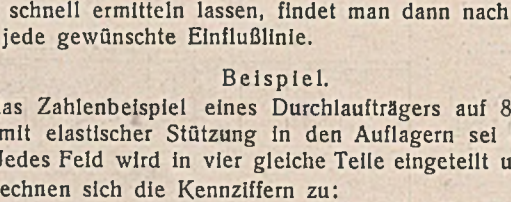


Abb. 12 e.

Abb. 12. Träger auf 8 Stützen.

Abb. 12 a bis d. Belastungsfälle. Abb. 12 e. Zahlenbeispiel.

Mit diesen Stützmenten, die sich aus den vorstehenden Gleichungen leicht und schnell ermitteln lassen, findet man dann nach dem Vorgang in Abb. 6 jede gewünschte Einflußlinie.

**Beispiel.**

Für das Zahlenbeispiel eines Durchlaufträgers auf 8 Stützen nach Abb. 12e mit elastischer Stützung in den Auflagern sei die Kennziffer  $K = 10$ . Jedes Feld wird in vier gleiche Teile eingeteilt und bezeichnet. Es errechnen sich die Kennziffern zu:

$$\text{a) } \alpha\text{-Werte: } \alpha_1 = 4 + 6 \cdot 10 = 64 \quad \alpha_2 = 1 - 4 \cdot 10 = -39.$$

b)  $\beta$ -Werte:

Für  $a=0$  und  $b=3$  m

$$\beta_1 = 2 \cdot 10 \cdot 3 = 60 \quad \beta_2 = -10 \cdot 3 = -30$$

$$\beta_3 = 0 \quad \beta_4 = -30.$$

Für  $a=1$  und  $b=2$  m

$$\beta_1 = 10(2 \cdot 2 - 1) - 2 \left[ 1 - \left( \frac{2}{3} \right)^2 \right] = 28,889$$

$$\beta_2 = -0,889 \quad \beta_3 = -10 \quad \beta_4 = -20.$$

Für  $a=2$  und  $b=1$  m

$$\beta_1 = -0,889 \quad \beta_2 = 28,889 \quad \beta_3 = -20 \quad \beta_4 = -10.$$

c)  $\gamma$ -Werte:

$$N_D = 143\,381 \quad 2N_D = 286\,762$$

$$N_S = 27\,771 \quad 2N_S = 55\,542$$

$$\alpha_1^2 = 4096 \quad \alpha_2^2 = 1521 \quad \alpha_1^3 = 262\,144$$

$$\alpha_1 \alpha_2 = -2496 \quad \alpha_2^3 = -59\,319$$

$$\gamma_1' = 4096 - 2496 - 1521 + 780 - 100 = 759$$

$$\gamma_1'' = 4191$$

$$\gamma_2' = -390 + 100 + 2496 - 1521 = 685$$

$$\gamma_2'' = 3527$$

$$\gamma_3' = 4096 - 2496 - 100 = 1500$$

$$\gamma_3'' = 6492$$

$$\gamma_4' = 1521 - 390 - 640 = 491$$

$$\gamma_4'' = 1271$$

$$\gamma_5' = -390 + 2496 - 640 = 1466$$

$$\gamma_5'' = 2746$$

$$\gamma_6 = 4096 - 1921 = 2575.$$

Aus Gl. (15) bis (18) erhält man mit diesen Werten die Stützmente, die in der folgenden Tafel aufgeführt sind. Aus dieser Tafel lassen sich

dann in bekannter Weise die Einflußlinien aller statischen Größen bestimmen, wie in dem vorausgegangenem Beispiel gezeigt wurde.

Schnitt	Stützmente des Trägers der Abb. 12c					
	$X_C$	$X_D$	$X_E$	$X_F$	$X_G$	$X_H$
0	-0,8489	-0,7358	-0,3983	-0,1321	0,0028	0,0287
1	-0,2715	-0,5187	-0,3626	-0,1722	-0,0433	0,0005
2	0,3242	-0,2818	-0,3361	-0,2089	-0,0868	-0,0280
3	0,9580	-0,0115	-0,2831	-0,2405	-0,1291	-0,0580
4	0,6627	0,3082	-0,2022	-0,2618	-0,1714	-0,0717
5	0,4213	0,6927	-0,0794	-0,2654	-0,2103	-0,0865
6	0,2315	1,1612	0,1000	-0,2447	-0,2438	-0,1019
7	0,0723	0,7407	0,3505	-0,1891	-0,2495	-0,1347
8	-0,0096	0,4123	0,6867	-0,0861	-0,2373	-0,1286
9	-0,0749	0,1643	1,1200	0,0780	-0,2011	-0,1347
10	-0,1138	-0,0124	0,6779	0,3345	-0,1298	-0,1316
11	-0,1316	-0,1298	0,3345	0,6779	-0,0124	-0,1128
12	-0,1347	-0,2011	0,0780	1,1200	0,1643	-0,0749
13	-0,1286	-0,2373	-0,0861	0,6867	0,4123	-0,0096
14	-0,1347	-0,2495	-0,1891	0,3505	0,7407	0,0723
15	-0,1019	-0,2438	-0,2447	0,1000	1,1612	0,2315
16	-0,0865	-0,2103	-0,2654	-0,0794	0,6927	0,4213
17	-0,0717	-0,1714	-0,2618	-0,2022	0,3082	0,6627
18	-0,0580	-0,1291	-0,2405	-0,2831	-0,0115	0,9580
19	-0,0280	-0,0868	-0,2089	-0,3361	-0,2818	0,3242
20	0,0005	-0,0433	-0,1722	-0,3626	-0,5187	-0,2715
21	0,0287	0,0028	-0,1321	-0,3983	-0,7358	-0,8489

Der Einfluß der elastischen Stützung auf die statischen Größen ist sehr erheblich und darf nicht vernachlässigt werden. Die in Abb. 8 bis 11 gezeichneten Unterschiede der Einflußlinien der Momente können in besonders gelagerten Fällen noch größer ausfallen.

### Vermischtes.

**Schutzwallehrenzeichen.** Reichsminister Dr. Todt überreichte im Auftrag des Führers das Schutzwallehrenzeichen an einen Vertreter des verbündeten Italiens, Botschaftssekretär Graf Germanico del Torso, in Anerkennung seiner Bemühungen um den Einsatz italienischer Arbeitskräfte sowohl für industrielle Arbeiten als auch für Arbeiten für den Ausbau des Westwalles.

**Technische Hochschule Wien.** Professor Dr.-Ing. Rudolf Girtler in Brünn ist unter Ernennung zum ordentl. Professor in der Abteilung für Bauwesen der Lehrstuhl für Allgemeine Mechanik und graphische Statik übertragen worden.

**Gründung einer Brücke über den Potomac.** Eng. News-Rec., Bd. 124, Nr. 9 vom 29. Februar 1940 berichtet auf S. 306 ff. über die Pfeilergründungen der Brücke über den Potomac-Fluß bei Ludlow-Ferry, etwa 50 engl. Meilen stromabwärts von Washington, die wegen der Verwendung bis zu 59 m langer Stahlpfähle und der besonderen Form der Senkkasten bemerkenswert ist. Die Brücke ist die einzige, die stromabwärts von Washington über den Potomac führt. Sie soll die Zufahrt zu der Umgehungsstraße bilden, mit der die Staatsstraße 1 (U. S. Route 1) um die Stadt Washington herumgeführt ist. Sie hat eine Gesamtlänge von 3055 m und dient zur Überführung eines Fahrdammes von 7,30 m sowie von zwei Noßwegen von je 0,46 m Breite. Vom Westwiderlager in Virginia aus betrachtet, setzt sich die Brücke zusammen aus 60 Stahlbalken von je 18,70 m Spannweite auf Pfahljochen, sechs Durchlaufträgern von 36 bis 49 m Spannweite, sechs weiteren Durchlaufträgern von 84 bis 107 m Spannweite und der eigentlichen Strombrücke, einer Auslegerbrücke mit zwei je 112 m weiten Seitenöffnungen und

einer 244 m weiten Mittelöffnung. Hieran schließen sich bis zum Ostufer zehn kleinere Balkenträger an. Die Strombrücke gewährt der Schifffahrt eine freie Durchfahrthöhe von 44,10 m. Die tiefste Stelle des Flußbettes liegt 23 m unter MW. Das Flußbett wird bis 32 m Tiefe unter MW von weichem Schlamm gebildet, unter dem Sand, Geröll und Lehm liegt, darunter steht in ziemlich gleichmäßiger Tiefe von 58 m unter MW Fels an. Die Pfahljocher nächst dem Ufer von Virginia bestehen aus je fünf stählernen I-Trägern in der in Abb. 1, rechts, dargestellten Anordnung. Jedes sechste Auflager wird von einem Doppeljoch (Abb. 1, links) getragen. Die Pfähle sind auf 25 bis 52 m Tiefe unter MW gerammt, wobei vorgeschrieben war, daß rechnerisch eine Tragfähigkeit von mindestens 46 t erreicht werden mußte.

In den 59 Jochen kamen 340 Stahlpfähle von insgesamt 14 200 m Länge und 1850 t Gesamtgewicht zur Anwendung. Die größte Pfahlänge betrug 59 m. Am Kopf und in halber Höhe über dem Wasserspiegel sind die fünf Pfähle der Jocher durch Eisenbetonregel zusammengeschlossen. Eine Eisenbetonumkleidung schützt sie bis unter NW.

Bei den Gründungen der 20 Flußpfeiler sind drei Ausführungsformen zu unterscheiden. Die Pfeiler 1, 2, 3 und 20 haben Grundplatten von 4,25 bis 7,35 m Breite und 10,60 bis 16,10 m Länge und darüber Schäfte von 1,80 bis 2,10 m Breite und 11,25 bis 11,90 m Länge. Die Schaft Höhen schwanken zwischen 8,40 und 11,70 m. Die Pfeiler 10, 14, 15 und 19 haben je vier zylindrische Schäfte, die untereinander durch 1,20 m dicke lotrechte Wände so verbunden sind, daß das Ganze einen Senk-

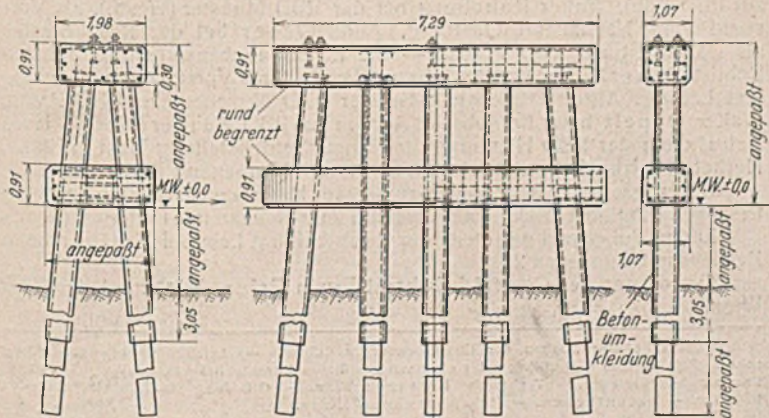


Abb. 1.

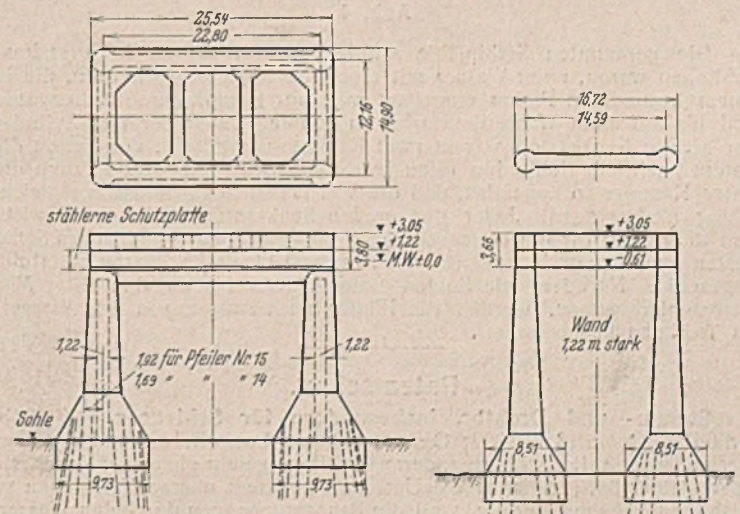


Abb. 2.

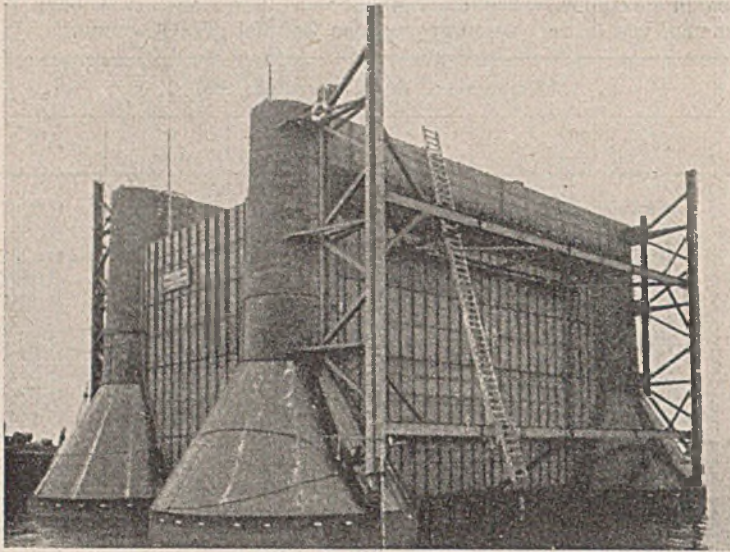


Abb. 3.

kasten bildet, der mit den Öffnungen der Zylinder über die Köpfe der genannten Stahlpfeiler faßt (Abb. 2, links). Die Zylinder der Pfeiler 14 und 15 der Hauptöffnung haben unten einen Durchmesser von 9,75 m und oben von 2,70 m. Für die beiden Endpfeiler der Nebenöffnungen sind die entsprechenden Maße unten 7,30 und oben 2,13 m. Die restlichen zwölf Pfeiler bestehen nur aus je zwei Schäften, die durch eine Wand verbunden sind (Abb. 2, rechts).

Abb. 3 zeigt den Senkkasten für den Pfeiler 14 kurz vor dem Absenken, das durch Auslassen der Luft aus den Zylinderschäften unter Zuhilfenahme von besonderen Schwimmkranen bewirkt wurde.

Bemerkenswert für das Einbringen der Grundpfeiler ist die Anwendung einer hölzernen Plattform, die — an Führungspfählen gehalten — auf die ausgebagerte und geebnete Sohle durch Beschwern mit Stahlschienen abgesenkt wurde. In der Plattform waren Aussparungen als untere Führung der Stahlpfeiler während des Rammens angeordnet. Sie diente gleichzeitig als unterer Abschluß für die Betonfüllung der Senkkasten. Die Plattform für den Pfeiler 15 ist in Abb. 4 angegeben.

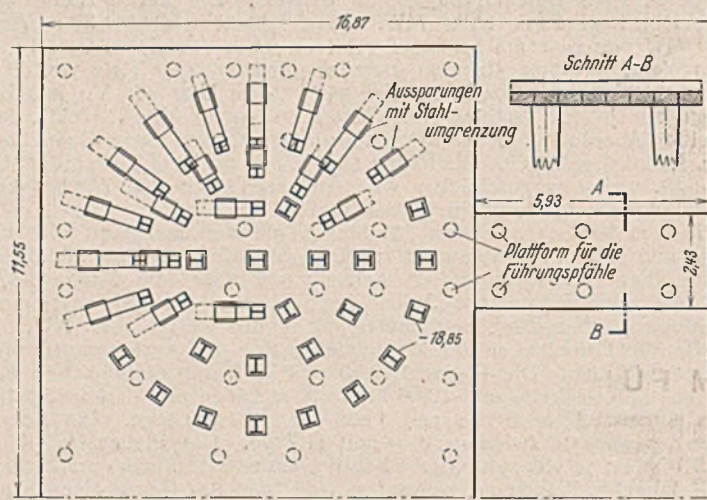


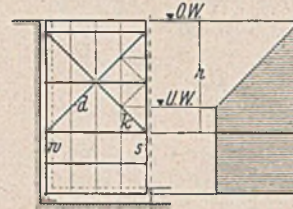
Abb. 4.

Die gerammten Stahlpfeiler wurden, soweit sie zu hoch stehen geblieben waren, unter Wasser mit einer Kreissäge abgeschnitten, die in einem besonderen Prahm eingebaut war, mit Dampf angetrieben wurde und bis auf 26 m Wassertiefe arbeiten konnte. Jeder der vier Zylinder der großen Senkkasten war in zwei Kammern unterteilt, von denen die obere nach der Sohle hin offen war. Die Druckluft wurde durch die obere Kammer so zugeführt, daß die vier Ecken des Senkkastens gleichmäßig niedergingen. Jeder der großen Senkkasten hatte ein Gewicht von 460 t. Die für die einfachen Joche vorgesehenen zylindrischen Senkkasten wurden von Kranschiffen aus, in zwei bis drei Schüssen unterteilt, abgesenkt. Nachdem die Sohlen unter Wasser bis auf 3 m unter MW ausbetoniert waren, wurden die Pfeiler nach Auspumpen des Wassers im Trocknen hochbetoniert. Zs.

**Patentschau.**

Stemm- und Drehtor, insbesondere für Schleusen. (Kl. 84b, Nr. 661 379 vom 18. 5. 1932; Oskar Albl und Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen.) Bei Schleusen, deren Gefälle ungefähr gleich der Kanaltiefe oder kleiner ist, kann man die Untertore in ihrem oberen Teil genau so ausbilden wie die Obertore, weil die Beanspruchungen durch den Wasserdruck gleich sind. Der untere Teil der Untertore muß jedoch dem größeren Wasserdruck entsprechend bemessen werden. Die Streben der Untertore fassen also auch nur über den oberen Teil der Tore. Durch

die gleichartige Ausbildung wird die Herstellung verbilligt, und überdies läßt sich die Bereithaltung von Ersatztoren auf ein Untertorpaar einschränken, da dann durch Abbau des unteren Teiles auch als Obertor verwendet werden kann. Bei einer Belastung senkrecht zur Torebene wirkt die Strebe *k* mit der Schlagsäule *s* als Kragträger, während die Wendesäule *w* und die Strebe *d* einfache Träger auf zwei Stützen darstellen. Bei der Kraftübertragung in die Hals- und Spurlager und in den Antrieb wird eine während der Torbewegung auftretende Auflast, z. B. Windstau, durch den Kragarm *s* der Schlagsäule auf die Strebe *k* übertragen und von dieser auf die Strebe *d*, die sie ihrerseits auf die Wendesäule *w* und den obersten Riegel absetzt.



**Personalmeldungen.**

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichsverkehrsministerium. Eisenbahnabteilungen. Ernann: zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbauassessoren Theodor Jahnke und Rudolf Bühner mit der Amtsbezeichnung Regierungsbaurät für die Dauer der Tätigkeit in den Eisenbahnabteilungen des Reichsverkehrsministeriums.

b) Betriebsverwaltung. Ernann: zum Reichsbahndirektor: der Oberreichsbahnrat Karl Klamm, Dezernent der Reichsbahndirektion Stettin; — zum Oberreichsbahnrat: der Reichsbahnrat Gottlob Seibold, Dezernent der Reichsbahndirektion Erfurt; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbauassessoren Karl Berger beim Betriebsamt Glückstadt, Werner Herrmann beim Betriebsamt Berlin 5, Hans Schmid beim Neubauamt München 4/5, Franz Lehle bei der RBD Oppeln, Erich Richter bei der RBD Hannover, Eduard Hirsch bei der Reichsbahnbauabteilung München, Werner Bloß beim Neubauamt Stettin 1, Wilhelm Rust bei der Obersten Bauleitung Hamburg, Fritz Otto bei der RBD Berlin, Max Haug bei der RBD Saarbrücken, Dr.-Ing. Rudolf Fickert beim Betriebsamt Rosenheim, Kurt Alber beim Betriebsamt Köln, Rudolf Mendel, Vorstand des Neubauamts Düsseldorf, Werner Hein bei der RBD Hannover, Heinz Stolle, Vorstand des Neubauamts Wittenberg, Heinrich Zabel bei der RBD Regensburg, Willi Dierbach beim Betriebsamt Bludenz, Helmut Graf beim Betriebsamt Ingolstadt, Heinz Delvendahl bei der RBD Oppeln, Joachim Kraefft bei der RBD Breslau, Otto Wolf bei der RBD Mainz, Albert Fülleger bei der Reichsbahnbauabteilung München, Friedrich-Wilhelm Bätjer in Hannover, Hans Grah in Berlin, der Reichsbahndiplomingenieur Rudolf Förstel bei der RBD Köln, der technische Reichsbahnoberinspektor Paul Kabisch beim Betriebsamt Sulingen, der technische Angestellte Bahnrat i. R. Dipl.-Ing. Rudolf Grams in Dresden; — zum Reichsbahnrat: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Albert König in Berlin, Johannes Schoenfelder in Breslau, Johannes Stieler in Oberlahnstein, Johann Schneeburger in Nürnberg, Heinrich Hilpert in Posen, August Peter in Landau (Pfalz).

Versetzt: die Oberreichsbahnrate Otto Düring, Dezernent der RBD Wuppertal, als Dezernent der RBD Wien, Dr.-Ing. Heinrich Meyer, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Danzig, als Abteilungsleiter zur RBD Hamburg, Dr. rer. pol. August Lutz, Dezernent der RBD Hannover, als Dezernent zur RBD Posen, Karl Unger, Vorstand des Betriebsamts Hoflabrunn, als Vorstand zum Betriebsamt Znaim; — die Reichsbahnrate Karl Powondra, Vorstand des Neubauamts Uttendorf-Stubachtal, als Dezernent zur Obersten Bauleitung für Elektrifizierungen in Salzburg, Walter Zanoskar beim Betriebsamt Saalfelden als Vorstand zum Neubauamt Uttendorf-Stubachtal als Vorstand zum Betriebsamt Burgsteynfurt, Hans Hiben, Dezernent der RBD Regensburg, als Dezernent zur RBD Hamburg, Max Potocki, Vorstand des Betriebsamts Marktredwitz, als Vorstand zum Betriebsamt Gera, Hugo Hartmann beim Betriebsamt Atnang-Puchheim als Vorstand zum Betriebsamt Olpe, Adolf Neumann, Vorstand des Betriebsamts Burgsteynfurt, als Vorstand zum Betriebsamt Zittau, Karl Prellowski bei der RBD Osten als Vorstand zum Betriebsamt Saarbrücken 1, Franz Bergrath, Vorstand des Neubauamts Frankfurt (Main), als Vorstand zum Betriebsamt Hollabrunn, Paul Müsse bei der Generalbetriebsleitung West in Essen als Vorstand zum Betriebsamt Saarbrücken 2, Peter Birkhäuser, Dezernent der RBD Münster (Westf.) als Dezernent zur RBD Köln, Walter Rohrberg bei der RBD Münster (Westf.), als Vorstand zum Neubauamt Oderberg, Adolf Weber bei der RBD Breslau als Dezernent zur RBD Posen; — die Reichsbahnbauassessoren Johann-Baptist Deuerling beim Betriebsamt Berlin I als Vorstand zum Neubauamt Leipzig, Alfred Ohlemutz bei der RBD München zur RBD Posen, Walter Oppelt beim Betriebsamt Aachen zur RBD Münster (Westf.), Hans Schulz bei der RBD Hamburg zur Generalbetriebsleitung West in Essen, Herbert Hubka beim Betriebsamt Steyr zum Neubauamt Braunschweig 1.

Überwiesen: der Reichsbahnbauassessor Hermann Sütterlin beim Betriebsamt Frankfurt (Main) 1 als Vorstand zum Neubauamt Frankfurt (Main). In den Ruhestand getreten: der Reichsbahnrat Leopold Kallner beim Betriebsamt Innsbruck 2.

Gestorben: der Oberreichsbahnrat Erwin Erler, Dezernent der RBD Wien.

**INHALT:** Der Neubau der Charlottenburger Brücke. — Leichtbau — eine Forderung unserer Zeit. — Die Einflußlinien des elastisch gestützten Durchlaufträgers. — Vermischtes: Schutzwalllehrenzellen. — Technische Hochschule Wien. — Gründung einer Brücke über den Potomac. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.