

# DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 23. September 1938

Heft 40/41

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Donaubrücke bei Leipheim im Zuge der Reichsautobahn Stuttgart—München.

Von Reichsbahnoberrat Klett und Regierungsbaumeister Hummel, Oberste Bauleitung der Reichsautobahnen Stuttgart.

Die Reichsautobahn Stuttgart—München überquert die weite Donau- niederung in der Nähe von Leipheim. Auf dem rechten Ufer der Donau befindet sich ein etwa 80 m breites Vorland mit der zweigleisigen Hauptbahn Ulm—München; darauf folgt ein etwa 15 m hoher Steilhang (Abb. 1). Von München her kommt die Reichsautobahn auf einer Hoch- ebene an den Steilhang und senkt sich von hier ab mit 1,7 ‰ gleich- mäßigem Gefälle in die Donau- niederung herab. Neben dem Fluß waren

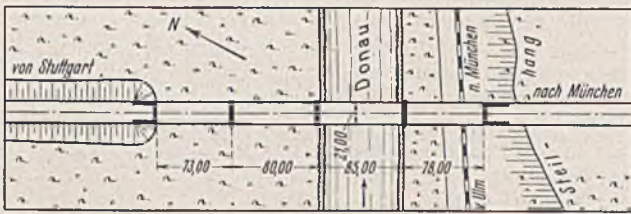


Abb. 1.

auf beiden Seiten für den Hochwasserabfluß entsprechend weite Vorland- öffnungen vorzusehen. Auf der linken Seite war noch auf einen möglicher- weise später zur Ausführung kommenden Großschiffahrtskanal Rücksicht zu nehmen. Die Umgebung der Brücke ist bewaldet, die Bäume ragen mit ihren Kronen über die Brückenfahrbahn hinaus und rücken beiderseits vielfach bis an den Uferstrand heran. Vom Fluß und seinen Ufern aus ist also nur der die Donau selbst überbrückende Teil des Bauwerks zu sehen.

2. Ein Entwurf in Stahlkonstruktion (Abb. 3) mit durchlaufenden Blechträgern auf massiven Pfeilern. Neben der 79,80 m weit gespannten Flußöffnung waren auf der rechten Seite zwei Landöffnungen mit je 47,20 m, auf der linken Seite noch deren vier mit je 45,60 m Spannweite vorgesehen. In der Querschnittsaus- bildung gab es sehr viele Möglich- keiten, Aufteilung in zwei oder vier Hauptträger, Fahrbahn- tafel aus Eisenbeton, Buckelblechen, versteiften Tonnenblechen oder sonst einer modernen leichten Konstruktion.

Diese beiden Entwürfe wurden der Ausschreibung zugrunde gelegt; acht Eisenbeton-Großfirmen und zehn namhafte Stahlfirmen wurden zur Angebotabgabe aufgefordert. Dabei blieb die Wahl der Konstruktion und die bauliche Ausbildung des Querschnitts den Firmen überlassen. Vorgeschrieben waren lediglich die Fahrbahnlinie, die Fahrbahnab- messungen, die Brückenbreite und die Pfeilerstellung. Die Brückenbreite mit 21 m zwischen den Geländern teilte sich in einen 3 m breiten Mittelstreifen, zwei 7,50 m breite Richtungsfahrbahnen, zwei 1 m breite äußere Schwarzstreifen und zwei 50 cm breite Schrammborde. Letztere hat man später bei der Ausführung auf 1 m verbreitert und dafür den Mittelstreifen entsprechend schmaler ausgebildet.

### Das Ergebnis der Ausschreibung.

Die aufgeforderten Firmen haben sich um die Lösung der interessanten Aufgabe außerordentliche Mühe gegeben und teilweise recht beachtens- werte Vorschläge gemacht. Nachstehend sollen die wichtigsten ein- gereichten Entwürfe beschrieben werden.

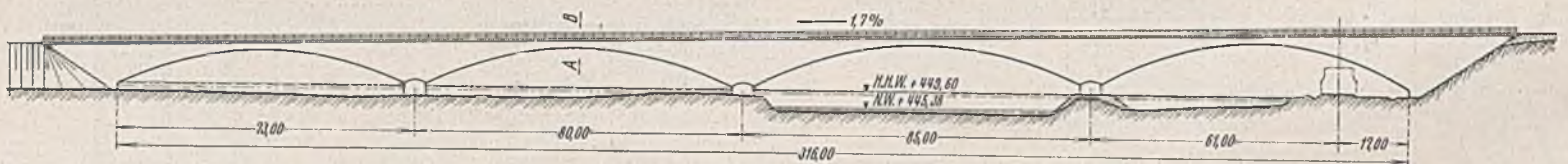


Abb. 2a.

Bei der Untersuchung der verschiedenen Gestaltungsmöglichkeiten zeigte es sich, daß die Aufgabe sowohl in Eisenbeton als auch in Stahl gut gelöst werden kann, daß aber in jedem Falle Einbauten im Fluß unbefriedigend wirken und vermieden werden mußten. Dem- entsprechend wurden von der Obersten Bauleitung Stuttgart zwei Ent- würfe aufgestellt:

1. Ein Entwurf in Eisenbetonkonstruktion (Abb. 2). Dieser sah eine 85 m weite Flußöffnung vor, an die sich auf der rechten Seite eine 78 m weite Landöffnung über die Bahn anschloß. Auf der linken Seite waren zwei 80 und 73 m weite Öffnungen notwendig. Die große Höhe der Brückenfahrbahn über Gelände ließ eine Bogenkonstruktion zu. Der Untergrund war mit dem Burkhardtschen Rammgerät untersucht worden. Unter einer 4 m mächtigen Kiesschicht wurde Flinz gefunden, eine im Ge- biete der Brücke etwa 200 m mächtige tertiäre Ablagerung feinen Sandes, in die der Hohlpfahl noch bis zu 4 m tief eingerammt werden konnte. Der Flinz mußte also in den obersten Schichten verhältnismäßig weich sein, weshalb man eine Bodenpressung von höchstens 5 kg/cm<sup>2</sup> in Aussicht nahm.

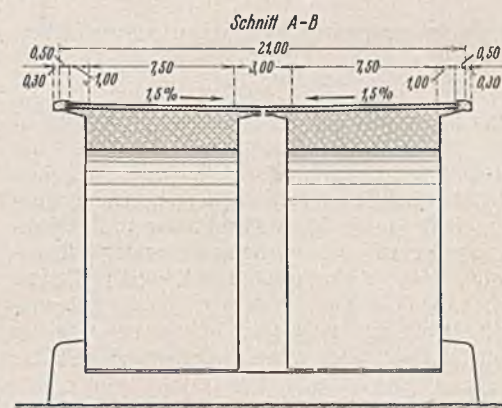


Abb. 2b.

Eisenbetonentwürfe.  
a) Bogenbrücken mit geschlossener Stirnfläche.

Unter Beibehaltung der Brückenansicht und der Pfeilerstellung des Ausschreibungsentwurfs zeigt ein Vorschlag der Firma Beton- und Monierbau AG München für jede Brückenhälfte ein 8 m breites Ge- wölbe, das in der Kämpfergegend massiv ausgebildet ist und zur Gewichtsersparnis in

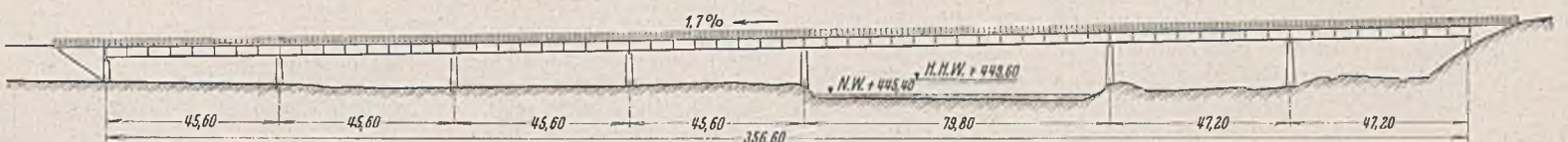


Abb. 3.

Dies bedingte bei den großen Spannweiten aber eine leichte und auf- gelöste Bauweise, so daß schwere massive Werksteinkonstruktionen nicht in Frage kommen konnten. Da sich der Flinz erfahrungsgemäß etwas zusammendrückt, mußte durch Gelenke für eine Beweglichkeit des Überbaues gesorgt werden. Diesen Forderungen des Untergrundes konnte sowohl der in Rippen aufgelöste Dreigelenkbogen als auch die Dreigelenkbogenscheibe entsprechen.

den Viertelpunkten der Spannweite in eine Rippenplatte übergeht (Abb. 4), die in der Scheitelgegend gleichzeitig Fahrbahnplatte ist. Der Aufbau über den Gewölben, Pfeilern und insbesondere den Widerlagern ist außerordentlich leicht gehalten. Die Stirnflächen sind durch Eisenbeton- schürzen geschlossen.

Mehrere Firmen teilten den Bogen jeder Brückenhälfte in zwei Eisenbetonrippen auf. Abb. 5 zeigt einen solchen Entwurf von der Firma



Beton- und Monierbau AG München. Brückenansicht und Pfeilerstellung entsprechen wieder dem Ausschreibungsentwurf. Die Fahrbahnplatte ist durch Querträger bzw. Querrahmen auf die Bogenrippen abgestützt. Die Querrahmen sind etwas knapp bemessen, ebenso die Aufbauten über den Widerlagern. Die Bogenrippen sind an den etwa 5 m über die Pfeilerflucht vorgezogenen Kämpfergelenken, an den Scheitelgelenken und in der Nähe der Viertelpunkte der Spannweiten durch T-förmige Versteifungsträger verbunden, die Stirnflächen wieder durch Eisenbetonschürzen geschlossen.

Die Firma Ed. Züblin & Cie. in Stuttgart schlug für jede Brückenhälfte zwei Dreigelenk-Bogenscheiben vor, die durch Querwände steif miteinander verbunden sind (Abb. 6). Die Bogenscheiben der Endöffnungen kragen über die Widerlager bis zum Anschluß der Brücke an den Damm bzw. Steilhang aus. Diese Konstruktion ist für die Widerlager zweckmäßig und wirtschaftlich. Durch das Gewicht der großenteils noch mit Magerbeton gefüllten Ausleger wird die Kämpferresultierende weitgehend aufgerichtet, so daß die Betonmassen der Widerlager verhältnismäßig gering werden. Der Wegfall der Parallelfügel bedingt eine weitere erhebliche Ersparnis. Durch die Ausleger wird in den Bogenscheiben der Endfelder der Horizontalschub geringer als in den Nachbaröffnungen, so daß die nächst den Widerlagern liegenden Pfeiler einseitig ausgebildet werden müssen. Die Fahrbahnplatte spannt sich über Querträger und Querwände in Brückenlängsrichtung, was zweckmäßig ist, weil in den Zugzonen der Bogenscheiben im Bereiche der starken Bewehrung große Betonzugspannungen auftreten.

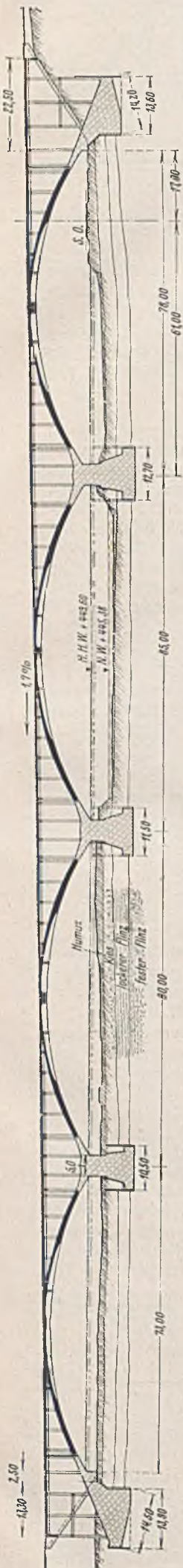


Abb. 4.

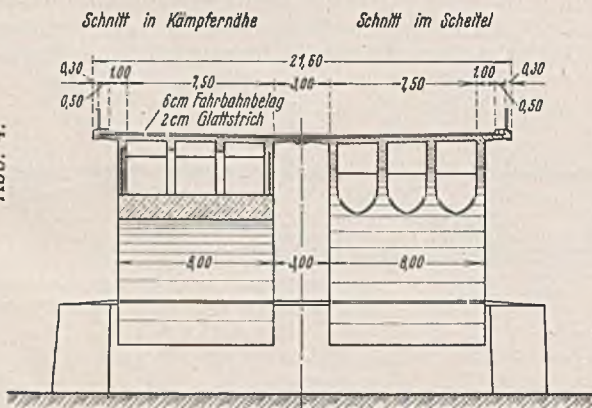


Abb. 4a.

nahme ist dadurch begründet, daß in weit- und flachgespannten Bogenscheiben erhebliche Schubspannungen entstehen, zu deren Deckung aufgebogene Eisen in großer Anzahl einzulegen sind. Da die Endigung von Bewehrungseisen in der Zugzone des Betons den Konstruktionsgrundsätzen des Eisenbetons widerspricht, macht die Verankerung der Schubelsen beim Fehlen eines Auslegers große Schwierigkeiten; man erhält über den Kämpfergelenken an der Scheibenoberseite zwangsläufig eine erhebliche Bewehrung, die wegen des Fehlens größerer Biegemomente bei weitem nicht ausgenutzt ist. Beim Vorhandensein eines Auslegers dagegen entstehen über dem Auflagerpunkte größere Momente, und die in der Scheibe aufgebogenen, über das Auflagergelenk weggeführten Eisen werden zur Schub Sicherung des Auslegers wieder benötigt, abgebogen und unten in der Druckzone des Kragarmes verankert. Da die Zahl der Brückenöffnungen eine gerade ist, läßt sich im vorliegenden Falle das System nicht vollkommen durchführen; es entsteht in einer Öffnung eine Unsymmetrie, weil die Scheibe auf der einen Seite über den Pfeiler auskragt, auf der

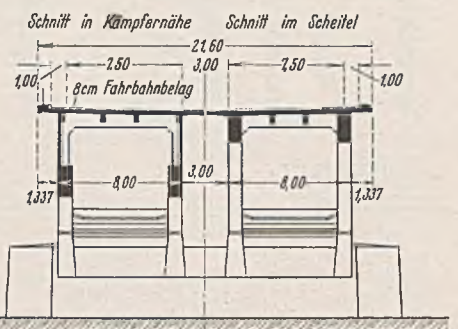
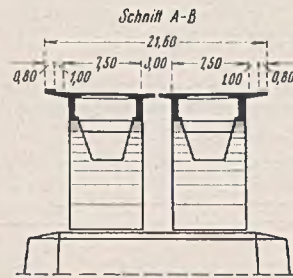


Abb. 5a.

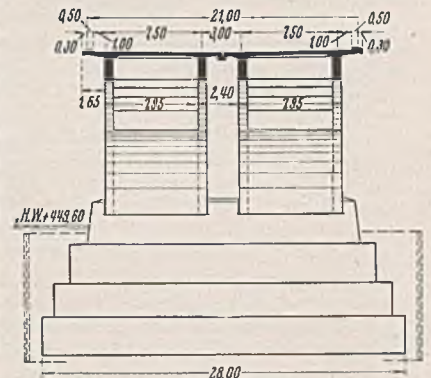


Abb. 6a.

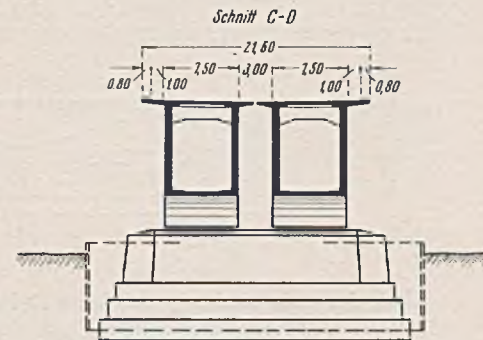


Abb. 7a.

Dadurch, daß die Trageisen der Fahrbahnplatte parallel den Trageisen der Bogenscheiben verlaufen, wird die Rissegefahr eingeschränkt. Zur Aufnahme der hohen Betondruckspannungen an der Unterseite der Bogenscheiben dient in der Nähe der Pfeiler und Widerlager eine zwischen beiden Scheiben eingelegte Eisenbetonplatte, deren Dicke nach den Kämpfergelenken hin zunimmt. In den Endfeldern ist die Eisenbetondruckplatte trotz des unsymmetrischen Verlaufs der Drucklinie aus schönheitlichen Gründen symmetrisch angeordnet.

Auch die Firma N. B. G. Wayss & Freytag AG sah unter Beibehaltung der Brückenansicht und der Pfeilerstellung des Ausschreibungsentwurfs eine Bogenscheibenkonstruktion vor (Abb. 7). Wie beim Entwurf der Firma Züblin & Cie. wird jede Brückenhälfte von zwei Scheiben getragen, auch die Tragkonstruktion der Endfelder kragt über die Widerlager aus. Dagegen sind im vorliegenden Entwurf die Trennfugen zwischen den Scheiben, die noch beim Bau der Autobahnbrücke über den Neckar bei Unterboihingen<sup>1)</sup> in die Pfeilerachsen gelegt wurden, von den Pfeilern abgerückt, so daß ein System von Bogenscheiben mit beiderseitigen Auslegern entsteht, zwischen die kleinere Dreigelenkbogenscheiben gespannt sind. Diese Maß-

anderen Seite aber auf einem Ausleger der Nachbaröffnung aufliegen muß. Die Aufteilung der Querträger und Querwände wurde so vorgenommen, daß annähernd quadratische kreuzweise zu bewehrende Felder der Fahrbahnplatte entstehen.

In einem weiteren Sondervorschlag hat die Firma Ed. Züblin & Cie. neben einem Flußbogen mit 80 m Lichtweite noch kleinere Seitenöffnungen gewählt, auf dem rechten Ufer insgesamt zwei mit 38,5 und 34,0 m Lichtweite, auf dem linken Ufer vier nach dem Brückende zu von rd. 43 m auf rd. 28 m

Lichtweite abklingend (Abb. 8). Die Ansicht zeigt, daß diese Lösung viel von dem Rhythmus des Ausschreibungsentwurfs vermissen läßt.

Konstruktiv wurde einmal die Auflösung jeder Brückenhälfte in zwei Bogenrippen, ähnlich dem in Abb. 5 gezeigten Entwurf der Firma Beton- und Monierbau, vorgeschlagen. Als weitere Möglichkeit wurde angeboten, die Flußöffnung als Dreigelenkbogenscheibe mit schweren Auslegern auszubilden (Abb. 9). In den kleinen Seitenöffnungen werden die beiden Tragwände fortgesetzt, aber nicht als Bogen- sondern als Trägerscheiben.

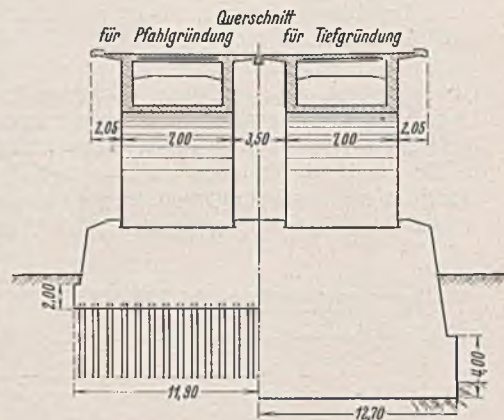


Abb. 9a.

<sup>1)</sup> Vgl. Dr.-Ing. Schaechterle, Der Übergang der Reichsautobahn Stuttgart—Ulm über das Neckartal bei Unterboihingen. Bautechn. 1936, Heft 1 u. 4.



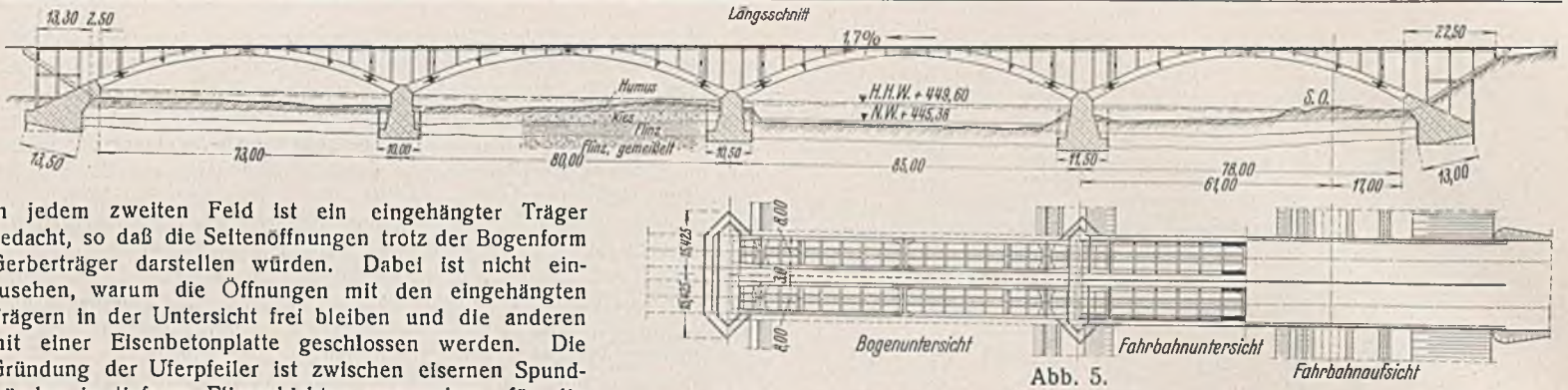


Abb. 5.

In jedem zweiten Feld ist ein eingehängter Träger gedacht, so daß die Seltenöffnungen trotz der Bogenform Gerberträger darstellen würden. Dabei ist nicht einzusehen, warum die Öffnungen mit den eingehängten Trägern in der Untersicht frei bleiben und die anderen mit einer Eisenbetonplatte geschlossen werden. Die Gründung der Uferpfeiler ist zwischen eisernen Spundwänden in tieferen Flinzschichten vorgesehen, für die übrigen Pfeiler wurde ein Aufsetzen auf Eisenbetonpfähle angeboten.

b) Bogenbrücken mit offener Stirnfläche.

Läßt man an dem in Abb. 5 gezeigten Entwurf der Firma Beton- und Monierbau AG die Eisenbetonschürzen an den Stirnflächen weg, ersetzt die Stützen des Aufbaues durch Querwände und ordnet deren Abstände, so erhält man das in Abb. 10 dargestellte Bauwerk.

Wenn auch das Wegfallen der großen ununterbrochenen Stirnflächen eine wesentliche Auflockerung bedeutet, so kann der vorliegende Entwurf der Firma Beton- und Monierbau doch nicht voll befriedigen, weil zwischen den schmalen Pfeilern des Überbaues und den massigen Bogenrippen noch ein gewisses Mißverhältnis besteht; auch die Einschnürung der Bogen an den weit vorgesetzten Kämpfergelenken wirkt ungünstig.

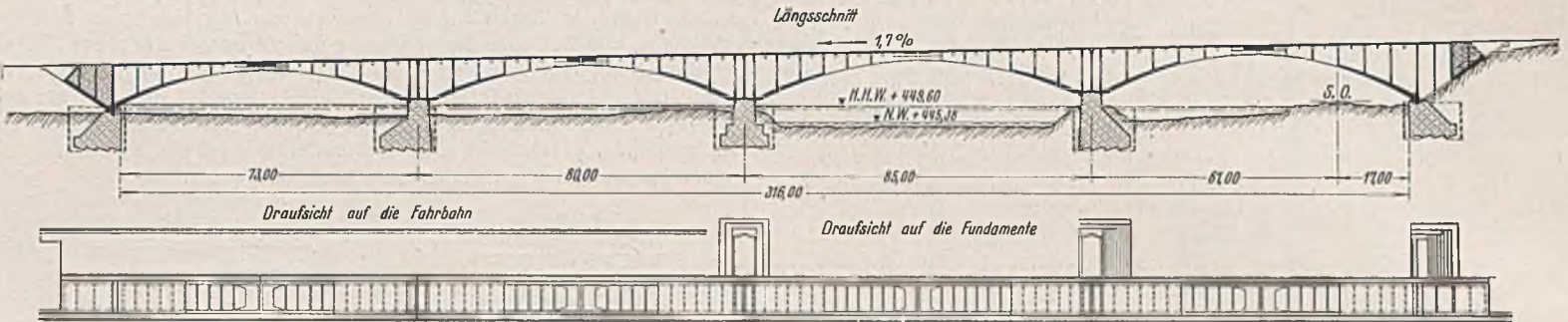


Abb. 6.

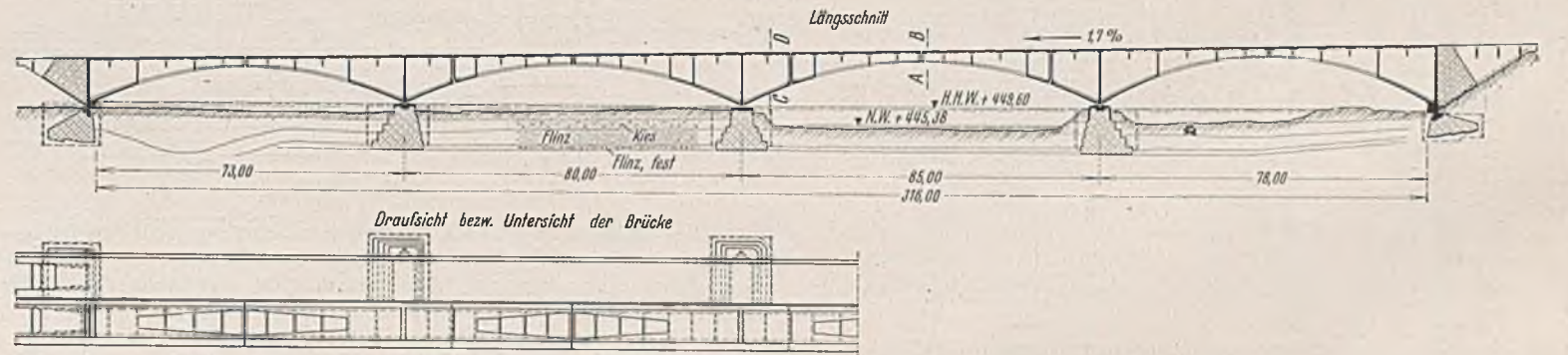


Abb. 7.

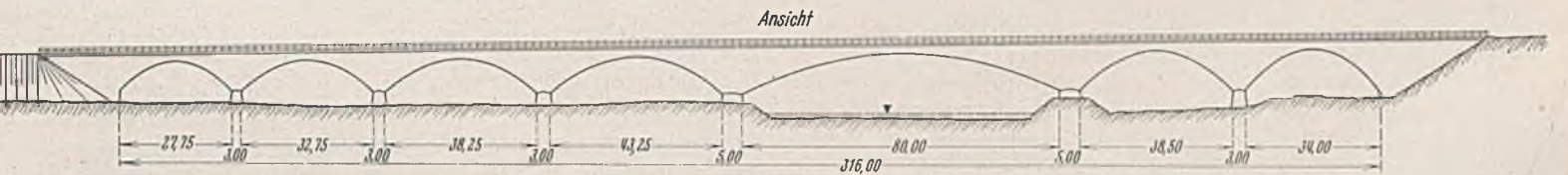


Abb. 8.

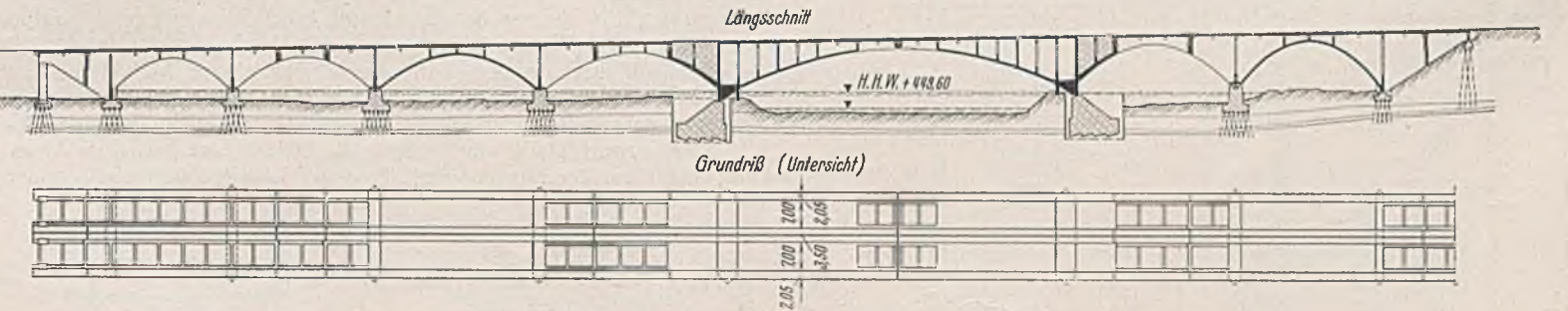


Abb. 9.

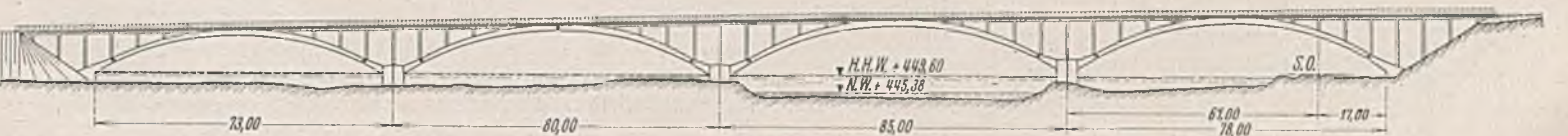


Abb. 10.



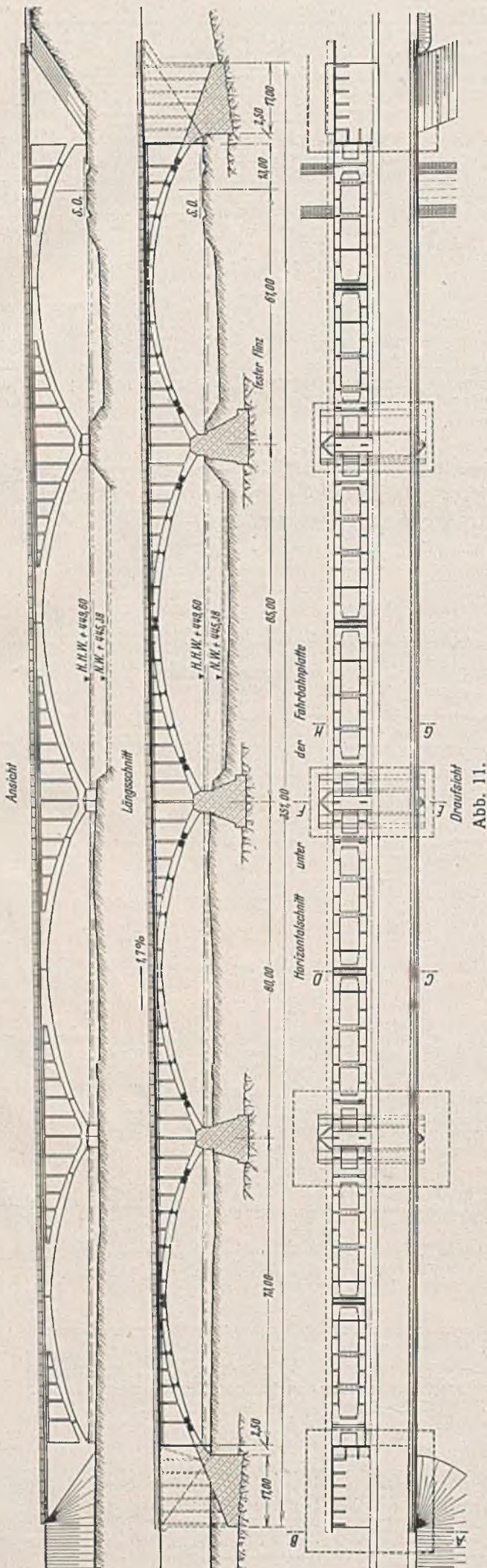


Abb. 11.

Die Firma Grün & Bilfinger AG Mannheim hat einen sehr sorgfältig durchgearbeiteten Entwurf mit vier Dreigelenk-Rippenbogen und aufgelöstem Aufbau vorgelegt (Abb. 11). Jede Brückenhälfte wird wieder von zwei Bogenrippen getragen, auf die die Fahrbahn mit kräftigen Querrahmen abgestützt ist. Die Kämpfergelenke sind 6,50 m vor die Pfeilerflucht vorgerückt, die Bogenrippen durch Querrippen versteift; alle Abmessungen sind sehr reichlich gewählt. Der Aufbau über den Widerlagern ist geschlossen. Auf jedem Widerlager sitzt ein aus Eisenbeton-Winkelstützmauern gebildeter Kasten, der mit Kies gefüllt werden soll. In schönheitlicher Hinsicht erscheinen die in der Stirnseite nur 30 cm breiten Rahmen des Überbaues zu schmal; die Auflösung des Überbaues wäre am besten auch über den Widerlagern durchgeführt worden, auch die Einschränkung der Bogen an den Kämpfergelenken stört.

Einen ganz ähnlichen Entwurf hat die Firma Dyckerhoff & Widmann AG Stuttgart eingereicht. Der Unterschied gegenüber dem Entwurf der Firma Grün & Bilfinger AG besteht hauptsächlich darin, daß die Kämpfergelenke nicht vorgezogen werden und die Querrahmen des Aufbaues in geringeren Abständen gestellt sind.

Einen interessanten und beachtenswerten Vorschlag machte die Firma N. B. G. Wayss & Freytag AG in Stuttgart. Abb. 12 zeigt ein Schaubild, Abb. 13 die konstruktiven Einzelheiten dieses Entwurfs. In dem Bestreben, eine möglichst leichte Tragkonstruktion zu finden, ging diese Firma in Anlehnung an den Schweizer Brückeningenieur Maillart von dem Gedanken aus, daß bei einer Bogenscheibe ohne Ausleger der obere Zwickel über dem Kämpfergelenk annähernd spannungslos und an der Kraftübertragung fast gar nicht beteiligt ist; schneidet man ihn ab, so erhält man ohne irgendeine Einbuße an Tragfähigkeit eine nicht unerhebliche Gewichtsersparnis, es entsteht eine außerordentlich leichte Bogenrippe, bei der der Baustoff in allen Teilen aufs beste ausgenutzt ist.

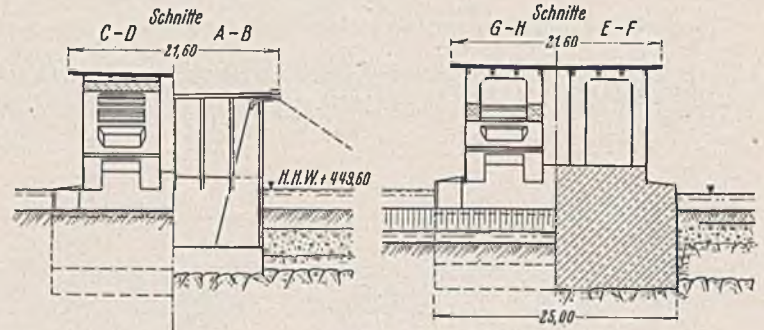


Abb. 11 a.

Die Pfeilerstellung wurde wie beim Ausschreibungsentwurf belassen. Unter jeder Brückenfahrbahn sind wieder zwei Bogenrippen vorgesehen, deren Form so gewählt ist, daß die Stützlinie im Kämpfer durch den unteren, im Scheitel durch den oberen Drittelpunkt hindurchgeht. In der Nähe des Scheitels muß dabei die Fahrbahnplatte zur Druckübertragung mit herangezogen werden; unweit des Kämpfers wird eine 2 m breite Druckplatte notwendig. Aus schönheitlichen Gründen wird diese untere Platte auf die ganze Länge des Bogens durchgeführt, so daß ein  $\perp$ -förmiger Rippenquerschnitt entsteht. Zur Druckübertragung auf die Gelenke muß im Scheitel und Kämpfer der Steg dieser  $\perp$ -Rippe auf die Ausdehnung der unteren Platte verbreitert werden. Die Fahrbahnkonstruktion ist auf die Bogenrippen mittels 20 bis 30 cm dicker Querwände abgestützt, die zur Erzielung eines besseren Brückenbildes in den Sichtflächen auf 60 cm verbreitert sind. Sie dienen vermöge ihrer starren Verbindung mit der Fahrbahnplatte noch besonders der Aussteifung der schlanken Bogenrippen. Unter der Fahrbahnplatte sind über den Bogenrippen Längsträger angeordnet, die in der Scheitelgegend in die Stege der Bogenrippen übergehen. Über diese Längsträger und die Querwände ist die Fahrbahnplatte kreuzweise gespannt. Der durchbrochene Aufbau wird auch über den Widerlagern weitergeführt; auf den Widerlagerkörpern stehen Längswände aus Stampfbeton, auf denen die Eisenbetonquerwände ruhen.

Der Entwurf stellt eine recht gute Lösung der gestellten Aufgabe dar; die Form der Bogenrippen gibt dem Bauwerk Rasse und Spannung,

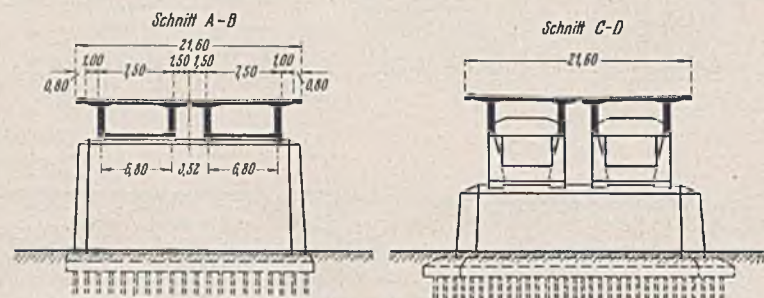


Abb. 15 a.





Abb. 12.

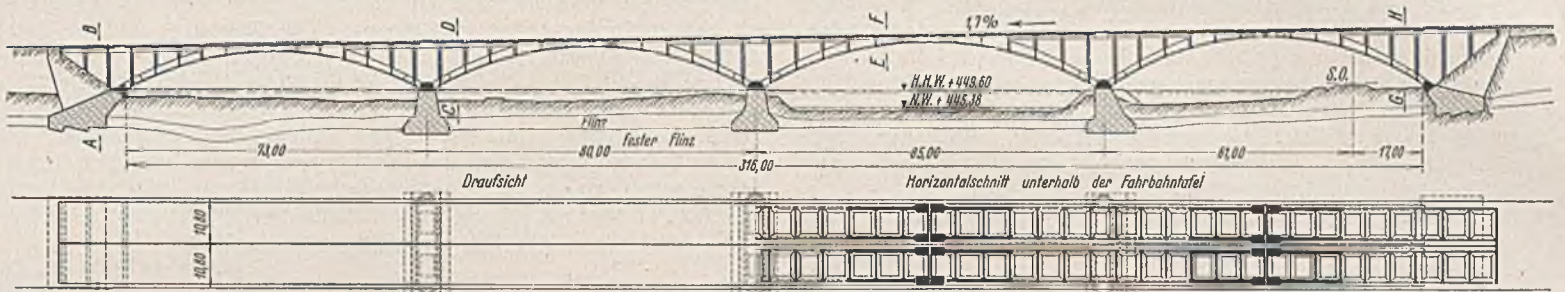


Abb. 13.

der durchbrochene Aufbau läßt die Konstruktion sehr leicht erscheinen. Schade ist, daß die äußerst schlanken Bogenrippen kein Auflösen der Querwände gestatten; auch die Art der Rippenverstärkungen muß noch einige Bedenken verursachen, besonders am Kämpfer, weil dort die Stetigkeit der oberen Bogenkante gestört wird.

c) Balkenbrücken.

Vorschläge sind von verschiedenen Firmen eingegangen, obgleich es im vorliegenden Falle sehr schwer ist, in Eisenbeton eine befriedigende Lösung zu finden. Die erforderliche Spannweite der Flußöffnung von mehr als 80 m geht bei Verwendung von St37 bereits an die Grenze des Möglichen; man wird deshalb die Vorlandöffnungen sehr rasch auf eine

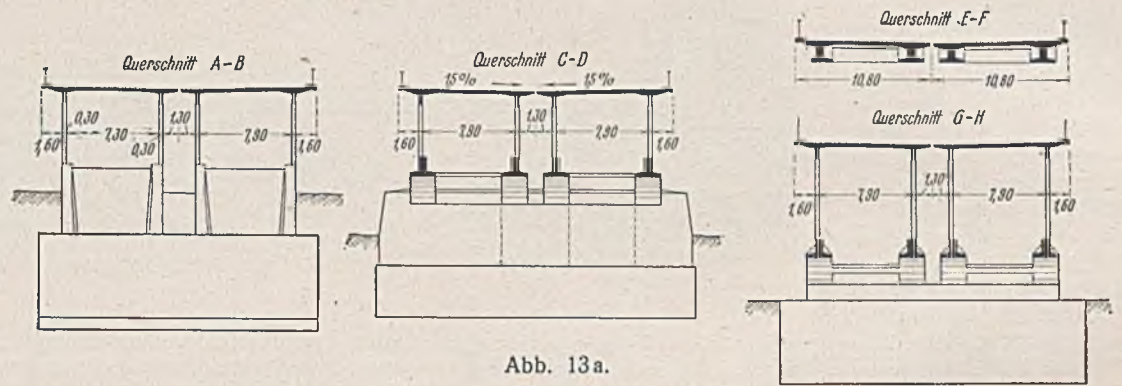


Abb. 13a.

annehmbare Spannweite abklingen lassen. Entsprechend der geringeren Spannweite sollte die Trägerhöhe auch abnehmen, was jedoch an den Pfeilern zu ungleichen oder gar nur einseitig angeordneten Schrägen führt.

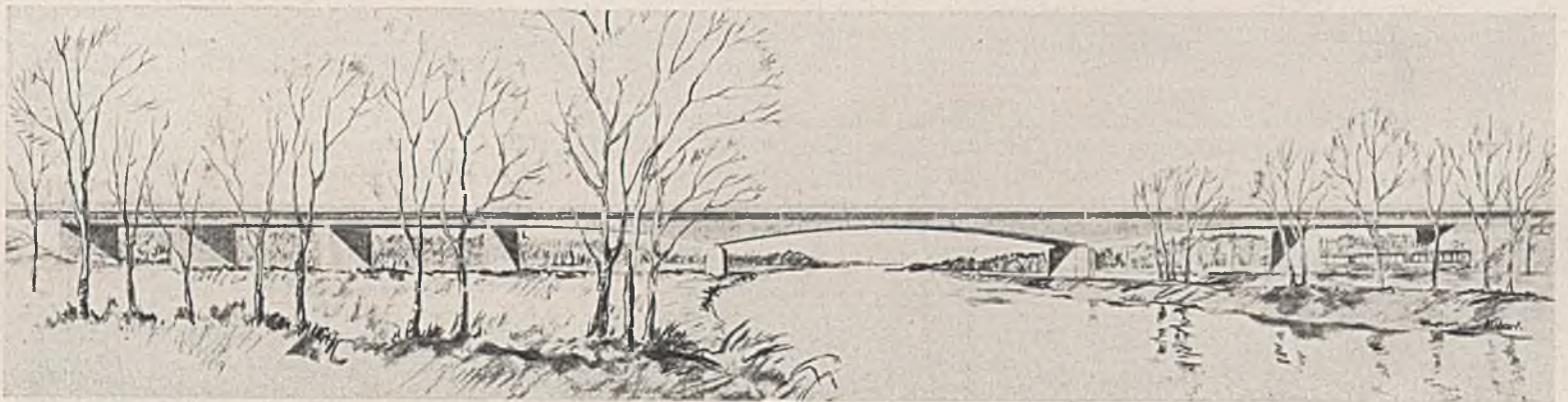


Abb. 14.

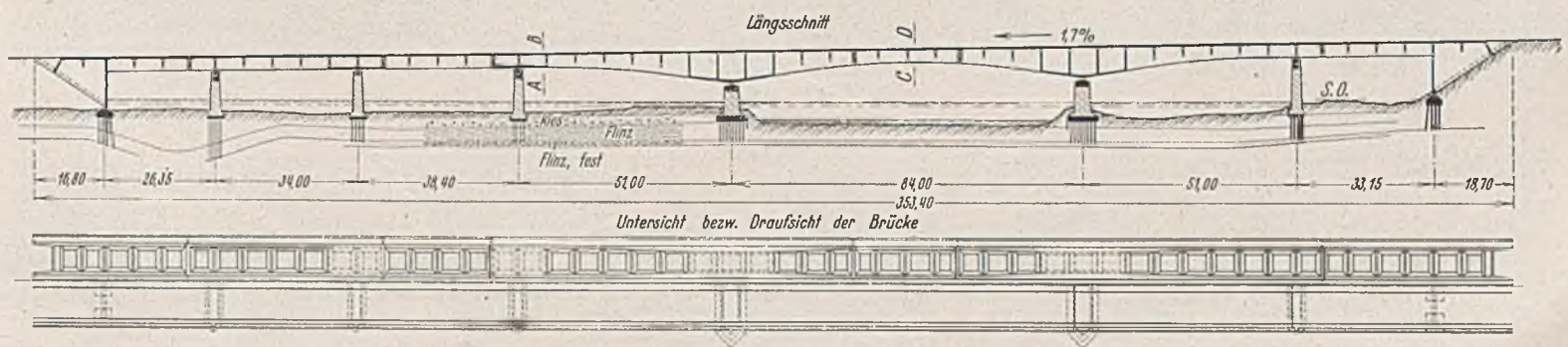


Abb. 15.



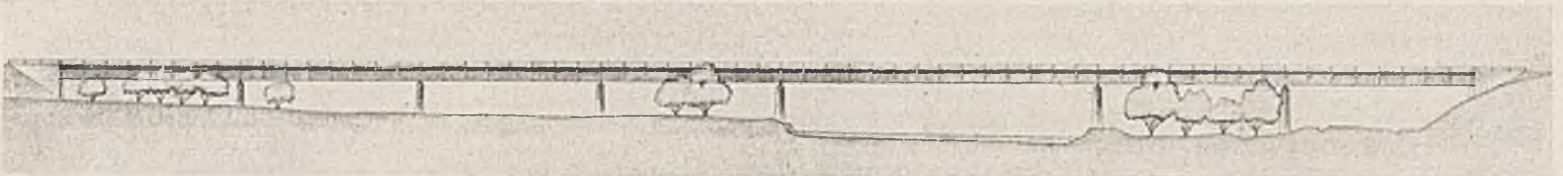


Abb. 16.

Die Siemens-Bauunion G. m. b. H. in Berlin schlug einen durchlaufenden Träger mit gleichbleibender Höhe vor und erzielte ein billiges Angebot. Da dabei sämtliche Öffnungen eine Spannweite von etwa 28 m erhalten, müssen zwei hohe und schlanke Flußpfeiler in Kauf genommen werden, die aber, wie schon eingangs erwähnt, nicht tragbar sind.

Die Firma Heilmann & Littmann Bau AG in Stuttgart sieht in der 86 m weiten Flußöffnung einen 57,50 m weit gespannten 4 m hohen Einhängeträger aus Stahl vor, während alle übrigen Teile der Brückenkonstruktion in Eisenbeton gedacht sind. In den beiderseitig an die Flußöffnung unmittelbar anschließenden Landöffnungen mit etwa 37 m Stützweite nimmt die Trägerhöhe auf 3 m ab. Diese Höhe wird in den übrigen bis auf 26 m Weite abklingenden Öffnungen beibehalten. Auch dieser Entwurf konnte schon wegen der Wahl verschiedener Baustoffe für das Tragsystem nicht befriedigen.

Abb. 14 u. 15 zeigen den Balkenentwurf der Firma N. B. G. Wayss & Freytag AG, nach dem die 84 m weite Flußöffnung mit einer reinen

Eisenbetonkonstruktion überspannt wird. Dabei ist über der Donau ein 24,70 m weit gespannter Einhängeträger vorgesehen. Durch weitere eingehängte Träger in den Seitenöffnungen entsteht ein statisch bestimmtes Gerberträgersystem. Dieser sorgfältig durchgearbeitete Entwurf kann nicht voll befriedigen, da der Rhythmus des leicht geschwungenen Trägers der Flußöffnung mit den geradlinig begrenzten Trägern der Außenfelder

nicht ganz zusammenklingen will und weil die niederen gedrungenen Flußpfeiler in zu starkem Gegensatz zu den höheren Außenpfeilern stehen.

Dieselben Mängel waren bei den Entwürfen festzustellen, bei denen in den Landöffnungen durchlaufende Träger oder Gerberträger vorgesehen werden, während die Flußöffnung durch eine Bogenschelbe mit Auslegern gebildet wurde. Auch die mehrfach versuchte Lösung, den Fluß mit einem normalen Rippenbogen zu überspannen und über den Seitenöffnungen an massive Uferpfeiler Balkenkonstruktionen anzuschließen, ergab kein einheitliches und befriedigendes Brückenbild.

#### Stahlentwürfe.

Die eingereichten Stahlentwürfe umfaßten Blechträgerkonstruktionen in geschweißter und genietetem Ausführung in St 37 und in St 52 mit zwei und mit vier Hauptträgern, Fachwerkträger und versteifte Bogenträger. Bei der Ausbildung der Fahrbahndecken zeigten die vorgelegten Entwürfe beachtenswerte Vorschläge möglichst leichter und wirtschaftlicher Bauarten. Nachstehend sollen noch einige Stahlentwürfe gezeigt werden.

Abb. 16 stellt einen Blechträgerentwurf der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Werk Gustavsburg dar. Die Pfeilerstellung entspricht dem Ausschreibungsentwurf. Die genieteten durchlaufenden Hauptträger aus St 52 sind in 14,20 m Abstand angeordnet und haben eine über die ganze Brückenspannweite gleiche Stegblechhöhe von 3,20 m. Um die Querschnitte auch im Bereich der Landöffnungen den statischen Erfordernissen möglichst anzupassen, wurden dort kleinere Gurtwinkel und schmalere Gurtplatten gewählt als in der großen Flußöffnung. Die Querträger und die 3,40 m ausladenden Konsolen haben einen gegenseitigen Abstand von 5,70 und 5,90 m. In der Ebene der Haupt- und Querträgerobergurte ist ein Windverband vorgesehen, dessen waagerechte Auflagerdrücke durch biegesteife Halbrahmen in die Pfeiler und Widerlager geleitet werden. Auf die in 2,33 m Abstand angeordneten Längsträger sind versteifte Tonnenbleche gelegt, wie sie bereits am Sulzbachviadukt<sup>2)</sup> zur Ausführung kamen.

Abb. 17 zeigt ein Schaubild der Flußöffnung; hier ist eine Abänderung mit Trägerschrägen über den Uferpfeilern vorgeschlagen.

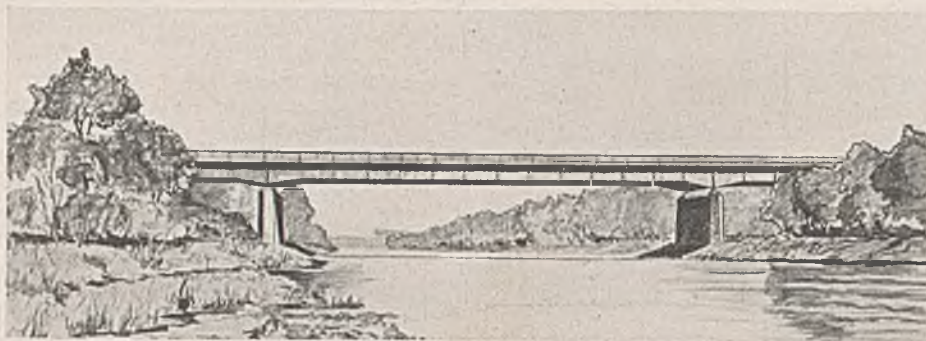


Abb. 17.

Abb. 18 stellt den Entwurf einer Fachwerkkonstruktion der Dortmunder Union Brückenbau AG Dortmund dar, der unter Beibehaltung der bauseits vorgesehenen Pfeilerstellung mit zwei und mit vier Hauptträgern angeboten wurde. Diese sind als durchlaufende Parallelträger in St 52 vorgesehen. Die Träger haben durchgehend eine gleiche Höhe von etwa 5 m, sie wirken in den kleineren, durch das dichte Buschwerk

verdeckten Vorlandöffnungen, besonders auf der linken Seite, wo auch die Brückenfahrbahn tiefer liegt, schwer und drückend. Ein Vergleich mit den eingereichten Blechträgerentwürfen zeigt, daß es bei Einhaltung einer wirtschaftlich richtigen Trägerhöhe bei tiefliegenden Fachwerkbrücken nicht möglich ist, eine architektonisch befriedigende Lösung zu finden.

Abb. 19 zeigt den Entwurf eines Rautenfachwerk-Trägers der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Werk Gustavsburg. Stützweiten und Trägerabstand sind dieselben wie bei dem bereits beschriebenen Blechträgerentwurf. Die Hauptträger haben eine Systemhöhe von 5 m. Die Querträger und Konsolen sind an kurze, in den Kreuzungspunkten der Diagonalen angeordnete Pfosten angeschlossen, wodurch die Knotenlasten hälftig in beide Diagonalsysteme eingeleitet werden. Das System wirkt an sich schön, aber in den Vorlandöffnungen zu wuchtig.

<sup>2)</sup> Vgl. Dr.-Ing. Schaechterle, Die Sulzbachbrücke bei Denkendorf. Bautechn. 1936, Heft 36.

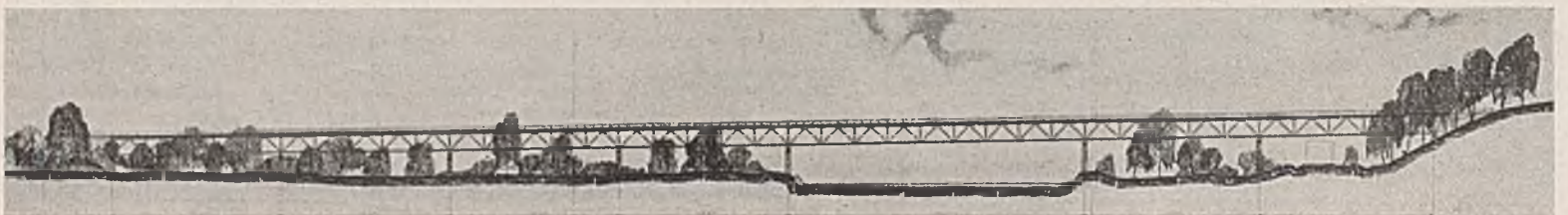


Abb. 18.

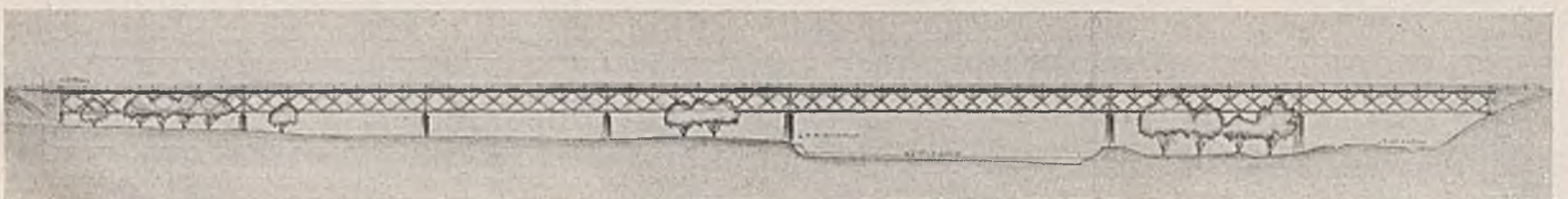


Abb. 19.



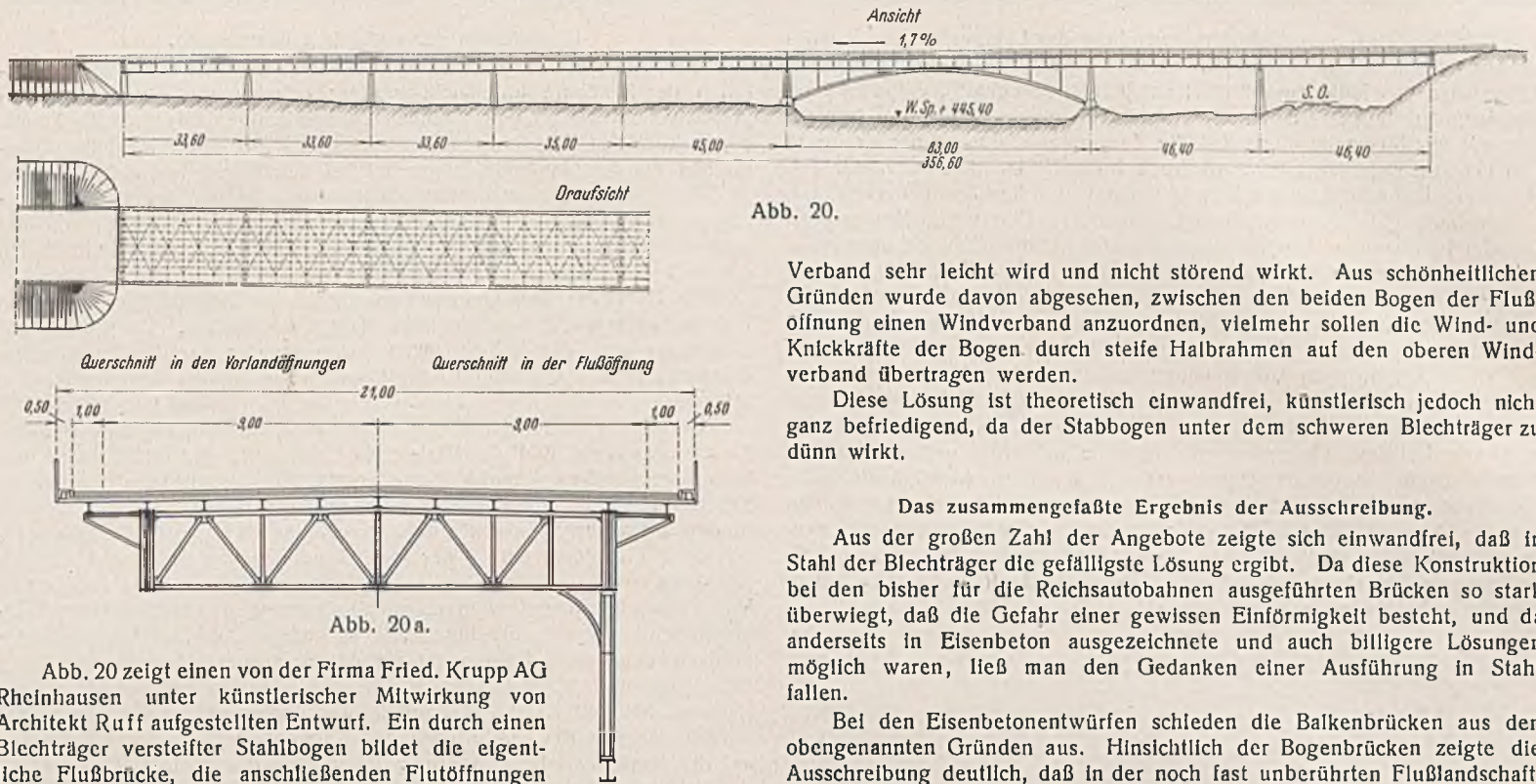


Abb. 20.

Verband sehr leicht wird und nicht störend wirkt. Aus schönheitlichen Gründen wurde davon abgesehen, zwischen den beiden Bogen der Flußöffnung einen Windverband anzuordnen, vielmehr sollen die Wind- und Knickkräfte der Bogen durch steife Halbrahmen auf den oberen Windverband übertragen werden.

Diese Lösung ist theoretisch einwandfrei, künstlerisch jedoch nicht ganz befriedigend, da der Stabbogen unter dem schweren Blechträger zu dünn wirkt.

Das zusammengefaßte Ergebnis der Ausschreibung.

Aus der großen Zahl der Angebote zeigte sich einwandfrei, daß in Stahl der Blechträger die gefälligste Lösung ergibt. Da diese Konstruktion bei den bisher für die Reichsautobahnen ausgeführten Brücken so stark überwiegt, daß die Gefahr einer gewissen Einförmigkeit besteht, und da andererseits in Eisenbeton ausgezeichnete und auch billigere Lösungen möglich waren, ließ man den Gedanken einer Ausführung in Stahl fallen.

Bei den Eisenbetonentwürfen schieden die Balkenbrücken aus den obengenannten Gründen aus. Hinsichtlich der Bogenbrücken zeigte die Ausschreibung deutlich, daß in der noch fast unberührten Flußlandschaft, wo der Wald beiderseits bis an den Fluß herantritt, Bogen mit geschlossenen Stirnwänden zu schwer wirken, dagegen solche mit aufgelöstem Aufbau bei entsprechender Formgebung der Einzelteile ein leichtes und rassiges Brückenbild ergeben.

Abb. 20 zeigt einen von der Firma Fried. Krupp AG Rheinhausen unter künstlerischer Mitwirkung von Architekt Ruff aufgestellten Entwurf. Ein durch einen Blechträger versteifter Stahlbogen bildet die eigentliche Flußbrücke, die anschließenden Flußöffnungen werden durch Vollwandträger überbrückt. Über dem rechten Vorland sind zwei, über dem linken fünf Öffnungen mit zwei Hauptträgern in 15,2 m Abstand vorgesehen. Die Stegblechhöhe des Versteifungsträgers in der Hauptöffnung und der Hauptträger in den Vor-

Abb. 20a.

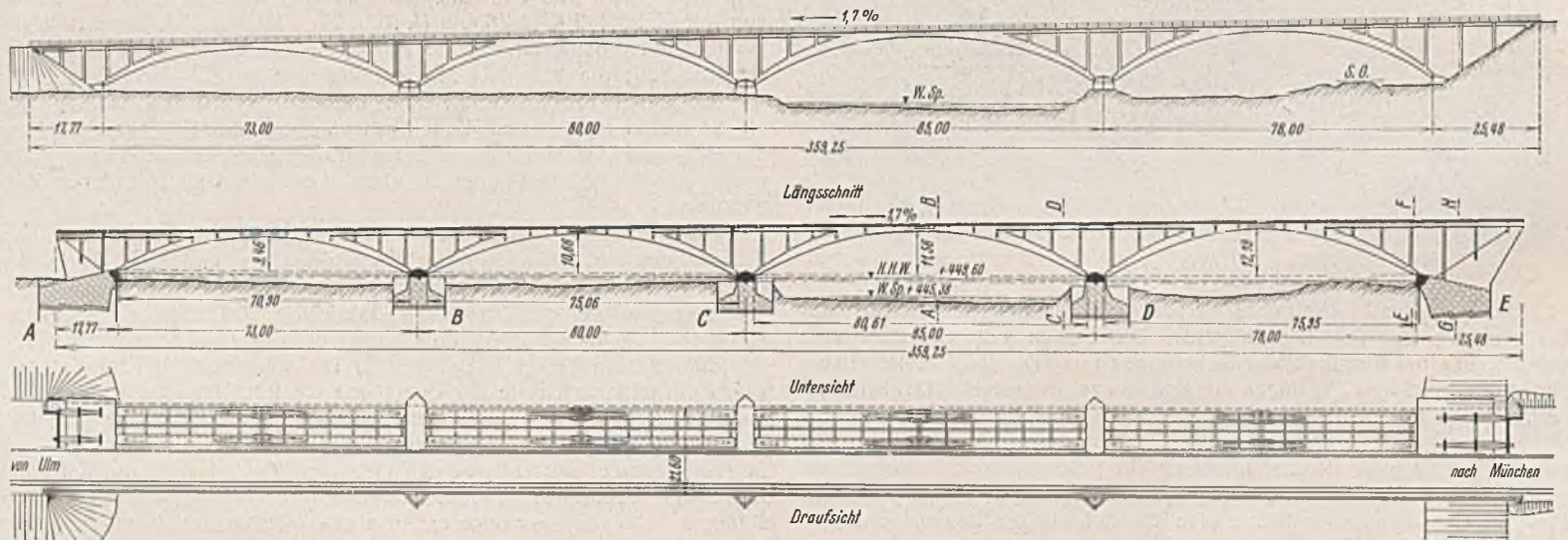


Abb. 21.

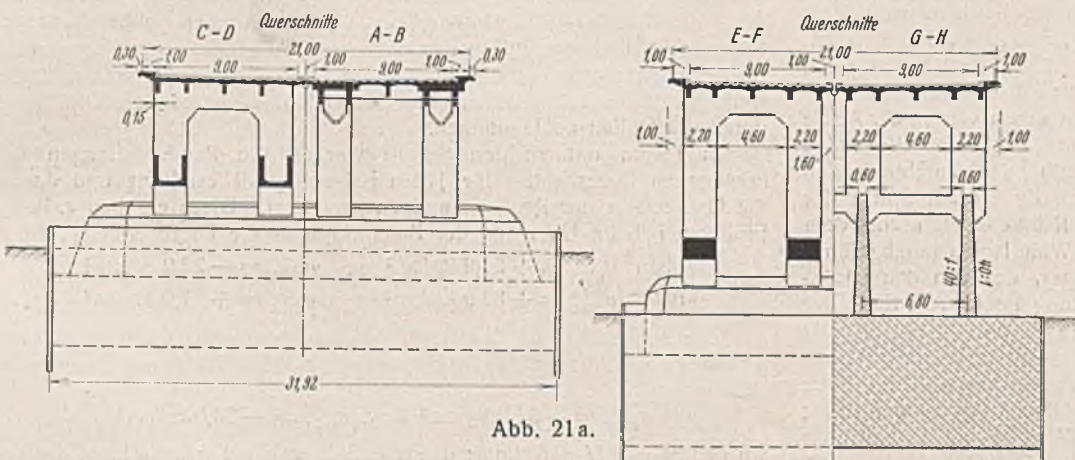


Abb. 21a.

Aus der Fülle der Anregungen und Gedanken, die die Ausschreibung ergab, hat der damalige Brückenzernent der OBR Stuttgart und nunmehrige Direktor bei der Deutschen Reichsbahn Dr.-Ing. Schaechterle die wesentlichen und entscheidenden herausgegriffen und weiter entwickelt. Unter seiner Leitung wurde von der OBR Stuttgart ein neuer Entwurf aufgestellt, der in schönheitlicher und konstruktiver Hinsicht allen Anforderungen genügt und nach einer Begutachtung von Prof. Dr.-Ing. Mörsch zur Ausführung bestimmt wurde. Alle Fragen der Formgebung wurden unter Mitwirkung von Prof. Bonatz an Modellen eingehend studiert.

Der Ausführungsentwurf.

Abb. 21 zeigt Ansicht, Längsschnitt, Grundriß und Querschnitte des Ausführungsentwurfs. Der über Erwarten weiche Flnz, der bei der Baugrunduntersuchung angetroffen wurde, ließ statisch unbestimmte Konstruktionen, wie Zweigelenkbogen oder eingespannte Bogen, als zu gewagt erscheinen, man entschloß sich für den Dreigelenkbogen.

landöffnungen beträgt durchweg 2,60 m. Zur Vereinfachung der Rechnung wird in der Tragkonstruktion über den Uferpfeilern ein Gelenk angeordnet. Die Querträger sind als Fachwerkträger gedacht, die zur wirksamen Queraussteifung ebenfalls 2,60 m hoch werden sollen. Der Windverband ist in Höhe des Obergurtes der Querträger angeordnet, wobei seine Diagonalen jeweils an die Längsträger angeschweißt werden, so daß der



Um eine zweimalige Wiederverwendung des Lehrgerüsts zu ermöglichen, ist das Bauwerk über den Pfeilern und Widerlagern entlang der Längsachse zweiteilig ausgebildet; auf jede Brückenhälfte entfallen zwei Bogenrippen. Diese erhielten durchweg 2,20 m Breite; an den Kämpfern sind sie nur 80 cm hoch, so daß die Zusammenschnürung der Kräfte in den Gelenken sinnfällig zum Ausdruck kommt. Unmittelbar hinter den Kämpfergelenken weisen die Rippen einen vollen Rechteckquerschnitt auf, gehen aber bald in eine oben offene U-Form über. Dort, wo die Bogenrippen mit der Fahrbahnkonstruktion zusammenstoßen, erreichen sie eine Höhe von etwas über 2 m. In der Scheitelgegend wird die Fahrbahnplatte zur Druckübertragung des Bogens mit herangezogen. Dadurch wird die untere Platte des U-Querschnitts entbehrlich, der U-Querschnitt geht also in Scheitelnähe in einen T-Querschnitt über.

Diese Bogenrippen haben eine ungleich größere Knick- und Drehsteifigkeit als die mit  $\perp$ -förmigem Querschnitt nach dem Entwurf der Firma N. B. G. Wayss & Freytag AG. Deshalb konnten nunmehr die dort erforderlichen Querwände in Rahmen aufgelöst und auch Querverbindungen zwischen den Rippen vermieden werden, wodurch die ganze Konstruktion, hauptsächlich in der Brückenuntersicht, aufgelockert wurde. Für die Rahmenständer in Brückenquerrichtung stand die ganze Rippenbreite zur Verfügung; die Riegel sind sehr kräftig ausgebildet und mit Eck-schrägen an die Ständer angeschlossen. Die Dicke der Rahmen ist zu 0,50 m gewählt und steht in einem recht guten Verhältnis zur Höhe der Bogenrippen.

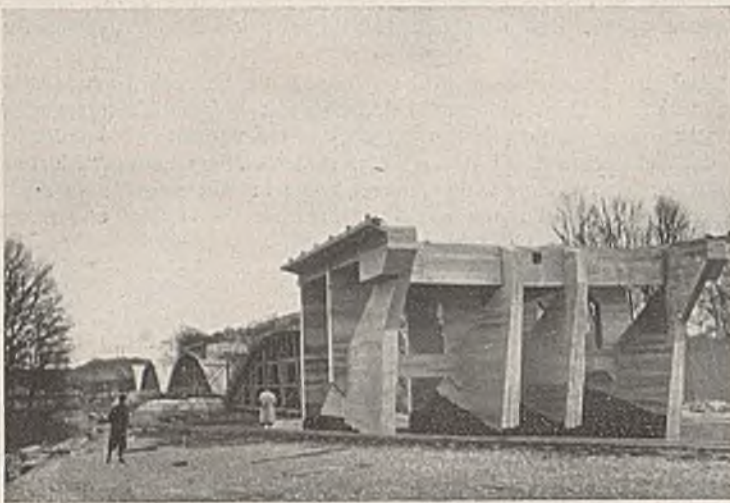


Abb. 22.

Die quer zur Brückenachse gespannte Fahrbahnplatte ruht in jeder Brückenhälfte auf fünf Längsträgern. Die beiden äußeren Längsträger wurden, um die Straffheit der Sichelbogen noch zu steigern, um 15 cm hinter die Stirnfläche der Bogen und Rahmen zurückgesetzt. Das Brückengesims krägt 1,15 m über die Längsträger vor. Die rassige Wirkung der Sichelbogen wurde weiterhin noch dadurch erhöht, daß die Gußstahlgelenke der Kämpfer sichtbar blieben. Die Scheitelgelenke werden nicht gezeigt, sind aber dadurch betont, daß in ihrer unmittelbaren Nähe zur besseren Überleitung der Kräfte eine Verstärkung der Bogenrippen vorgenommen wurde. Diese reicht allerdings nicht bis zur Bogenunterkante, sondern lehnt sich der sehr hohen Lage der Gelenke entsprechend an die Gesimsauskrägung; die Stetigkeit der Bogenlinie bleibt also erhalten.

Die theoretischen Spannweiten der Bogen sind 70,90, 75,06, 80,61, 75,95 m, die entsprechenden Pfeilhöhen 9,46, 10,66, 11,56, 12,19 m so daß sich die Pfeilverhältnisse zwischen 1:7,5 und 1:6,2 bewegen.

Der Aufbau über den Widerlagern geschieht durch vier in der Achse der Bogenrippen liegende bewehrte Längswände mit darüberliegenden Querrahmen. Die Längswände sind unterhalb der anschließenden Böschungskegel abgeschnitten, sie laden konsolartig bis zur Spitze der Böschungskegel nach hinten und oben aus. Die Rahmenstiele nächst dem Kämpfer werden ganz bis auf den Rücken des Widerlagers herabgeführt. Die nächsten Stiele sitzen auf einem Querträger, der von den Längswänden getragen wird und unter der Erdschüttung liegt. Am Ende der Längswände sind keine Rahmenstiele mehr möglich, vielmehr ist nur noch der Riegel in Form eines hohen Querträgers vorhanden, der die Hinterfüllung wandartig abschließt. Die bewehrten Längswände sind unter der Böschungslinie 60 cm dick und haben einen beiderseitigen Anlauf 1:40; ihre größte untere Dicke wird 1,45 m. Abb. 22 zeigt den Aufbau über einem Widerlager vor der Schüttung des Böschungskegels.

Um dem Dreigelenkbogen eine freie Bewegung zu ermöglichen, wurde über den Pfeilern und Widerlagern die Fahrbahnkonstruktion durch eingehängte Trägerstücke unterbrochen, die an ihren festen Lagern 2 cm dicke Weich-Bleistreifen und an ihren beweglichen Lagern Stahlrollen aufweisen. Die Ausführung der Arbeiten wurde der Firma N. B. G. Wayss & Freytag AG übertragen.

#### Einzelheiten der statischen Berechnung.

Die Fahrbahnplatte ist als durchlaufende Platte mit Hilfe der Einflußlinien der Momente untersucht worden; dabei wurde der Wechsel des Trägheitsmoments an den Schrägen berücksichtigt. Die äußeren Längsträger über den Bogenrippen sind zusammen mit den Stielen der Querrahmen als durchlaufende Träger mit in den Bogen fest eingespannten Stützen berechnet; beim mittleren Längsträger ist über sämtlichen Querträgern eine frei bewegliche Auflagerung angenommen. Die von der Verkehrslast herrührenden Einflüsse sind mit Hilfe von Einflußlinien ermittelt.

Die Querträger und Querrahmen wurden bei Ermittlung der positiven Feldmomente als frei aufliegende Balken angesehen. Die Enden der Querträger und die Rahmenecken wurden unter der Annahme voller Einspannung der Querträger bzw. Querrahmen in den Bogenrippen bemessen.

Bei der Berechnung der Bogenrippen wurde die Stützlinie für ständige Last eingerechnet und die Verkehrslast mit Hilfe der Einflußlinien der Kernmomente in bekannter Weise erfaßt. Die Bremskräfte werden im Scheitel von der Fahrbahnplatte auf den Bogen übertragen und ergeben in den einzelnen Schnitten nur verschwindend kleine Randspannungen.

Sehr eingehend wurde der Einfluß des Windes untersucht. Dieser kann mit den nur 2,20 m breiten Bogenrippen nicht auf die Pfeiler und Widerlager übertragen werden, zumal Querrahmen zwischen den Tragbogen fehlen; nur die Fahrbahnplatte ist geeignet, die anfallenden Windkräfte aufzunehmen. Dabei wirkt sie als ein etwa 9 m breiter, über 70 m weit gespannter waagerechter Balken, der seine Lasten auf die letzten Rahmen bei den Kämpfern abgibt. Von dort muß die äußerste Spitze der Sichelbogen die Kräfte nach den Kämpfergelenken überleiten. Die auf die Bogen entfallenden Windkräfte werden durch die steifen Rahmen der Fahrbahnstützen auf die Fahrbahnplatte übertragen. Dabei entsteht jedesmal eine Mehr- bzw. Minderbelastung der Bogenrippen, deren Einfluß mit Hilfe der Einflußlinien der Kernmomente und Gelenknormalkräfte rasch erfaßt werden konnte. Zur Aufnahme der waagerechten Biegemomente erhielt die Fahrbahnplatte an den Rändern eine Bewehrung von 3 R.-E. 30 + 2 R.-E. 26 mm (s. Abb. 25). Im Scheitel, wo das Windmoment am größten ist, ist die Fahrbahnplatte wegen der Gelenkfugen unterbrochen; die aus dem Moment kommenden Zug- und Druckkräfte müssen durch die Scheitelgelenke hindurch übertragen werden und ergeben eine Mehr- bzw. Minderbeanspruchung der Gelenke. Der von der ständigen Last herrührende Gelenkdruck ist jedoch um ein Vielfaches größer als die bei Winddruck in einem Scheitelgelenk auftretende Zugwirkung.

Die Endrahmen neben den Pfeilern und Widerlagern übernehmen die waagerechten Auflagerdrücke des Windträgers und sind als in den Bogen voll eingespannte Portalrahmen gerechnet. Jeder Rahmenfußpunkt hat drei Auflagerreaktionen. Die lotrechten Kräfte geben eine entsprechende Mehr- bzw. Minderbelastung der Bogen, die wieder mit Hilfe der Einflußlinien berücksichtigt wurde. Die waagerechten Kräfte müssen durch die äußersten Teile der Bogen auf die Kämpfergelenke übertragen werden. Dabei sind diese Bogenteile als liegende Kragarme aufgefaßt, die in den Gelenken eingespannt sind und bis an die Endrahmen ausladen. Dadurch entstehen in den Gelenken Zusatzkräfte, die bei deren Bemessung berücksichtigt sind. Die dritte Auflagerreaktion eines Rahmenständers ist ein Einspannmoment, das in der Rahmenebene wirkt. Dieses Moment wurde in zwei Momente  $M_T$  und  $M_N$  zerlegt.  $M_T$  wirkt in der Tangentialebene an die Bogenachse und erzeugt in den Außenseiten der Bogenrippen Zusatzspannungen.  $M_N$  wirkt in der Normalebene zur Bogenachse und erzeugt in den äußersten Teilstücken der Bogen reine Drehungsspannungen, die von dem vollen Rechteckquerschnitt leicht weitergeleitet werden können. In den Gelenken werden die Drehkräfte durch die Dollen aufgenommen.

In jedem untersuchten Schnitt wurden die Randspannungen des homogenen Querschnitts für jeden Belastungsfall ermittelt und daraus die Grenzwerte der Randspannungen errechnet. Diese ergaben z. B. im Flußbogen beim Übergang der Bogenrippe in die Fahrbahnkonstruktion

$$\begin{array}{ll} \text{oben } \sigma_{\max} = + 84,8 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_{\min} = - 23,0 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{unten } \sigma_{\max} = + 84,9 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_{\min} = + 1,0 \text{ kg/cm}^2. \end{array}$$

Die Bogenachse ist so gelegt, daß im homogenen Querschnitt oben und unten etwa die gleiche Druckspannung auftritt. Für den ungünstigsten Belastungsfall

$$\sigma_{\max} = + 84,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ bzw. } \sigma_{\min} = - 23,0 \text{ kg/cm}^2$$

wurden  $M$  und  $N$  gerechnet; damit erhielt man die genaue Lage der ungünstigsten Normalkraft  $N$ . Nun konnte der Spannungsnachweis graphisch durchgeführt werden. Man erhält beim Flußbogen  $\max \sigma_b = 90 \text{ kg/cm}^2$ . Die Rundseneinlagen sind nicht ausgenutzt.

Die Widerlager wurden für die beiden Grenzfälle berechnet

1. Bogen belastet, Widerlager unbelastet,
2. Widerlager belastet, Bogen unbelastet.



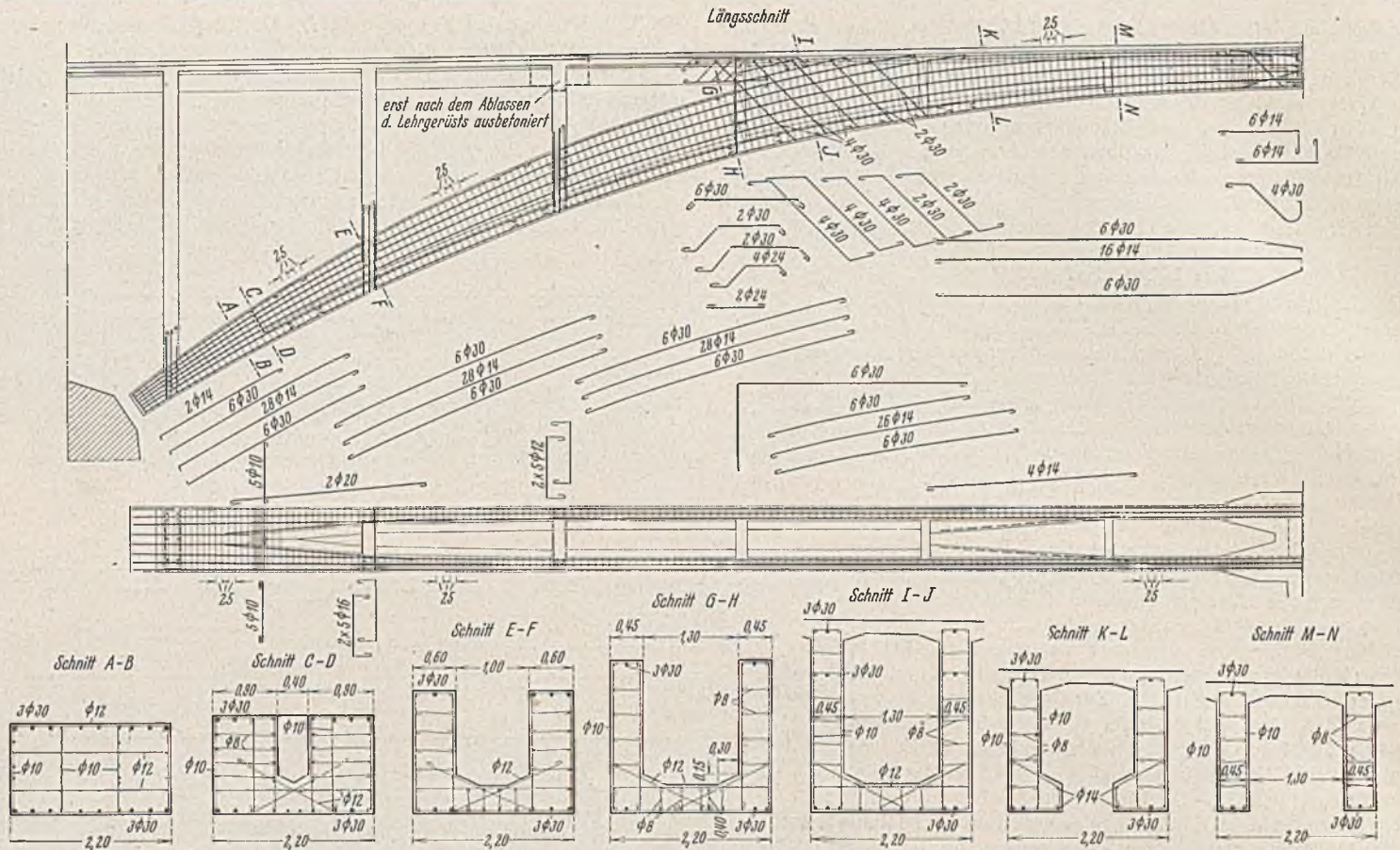


Abb. 23.

Der Erddruck wurde vor und hinter dem Widerlager bis zur Gründungssohle wirkend eingesetzt. Obgleich es im Belastungsfall 1 berechtigt erscheint, auf die Rückfläche des Widerlagers einen passiven Erddruck in Höhe des aktiven in Rechnung zu stellen, wurden aus Sicherheitsgründen nur 50% dieses Wertes eingesetzt. Der Belastungsfall 2 wurde mit dem vollen aktiven Erddruck auf die Widerlagerrückfläche durchgerechnet. Der Erddruck auf die Widerlagervorderfläche war klein und bedeutungslos; dasselbe gilt vom Einfluß der Wind- und Bremskräfte. Die größte Bodenpressung ergab sich zu 4,5 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Pfeiler sind für eine Bodenpressung von 3,4 bis 3,8 kg/cm<sup>2</sup> bemessen. Wie später noch ausgeführt wird, wurde der Flinz in größeren Tiefen noch weicher angetroffen, als man auf Grund der Probebohrungen erwartet hatte; man hat deshalb gern von der Möglichkeit einer Verminderung der Bodenpressung Gebrauch gemacht. In den über die Pfeilerbegrenzung weit heraustretenden Fundamentkörper wurde unten eine Querbewehrung von 4 bis 5 R.-E. 32 mm auf 1 lfdm eingelegt. Die Pfeiler wurden auch noch in ihrer Längsrichtung auf Biegung untersucht. Entgegen der Erwartung ergaben sich die größten Momente nicht für den Bauzustand der halbseitigen Belastung nach Fertigstellung der ersten Brückenhälfte, sondern für die endgültige Vollbelastung. Obgleich die Biegezugspannung des unbewehrten Pfeilers zu nur 2,7 kg/cm<sup>2</sup> ermittelt worden war, wurde die Pfeilersohle auch in Pfeilerlängsrichtung bewehrt. Prof. Dr.-Ing. Mörsch, dessen sachverständiger Rat während des ganzen Baues sehr wertvoll war, hat diese Maßnahme mit Rücksicht auf beim Betonieren nicht zu vermeidende Arbeitsfugen empfohlen; sie verbürgt zusammen mit den durchlaufenden Auflagerbänken in den Pfeilerköpfen sehr biege- und rissefeste Pfeiler. Erforderlich wurden z. B. in der Mitte des rechten Flußpfeilers 20 R.-E. 30 + 40 R.-E. 32 mm.

**Einzelheiten der Bewehrung.**

Entsprechend den Ergebnissen der statischen Berechnung wurde die Bewehrung der einzelnen Bauteile ausgearbeitet. Abb. 23 zeigt die Bewehrung einer Bogenrippe. In jede senkrechte Wand des U-Querschnitts wurden oben und unten je 3 R.-E. 30 mm eingelegt. Zwischen diesen sowie in der unteren Platte liegen weitere 28 R.-E. 14 mm. Alle Längseisen sind in 25 cm Abstand durch Bügel vorwiegend R.-E. 10 mm gehalten. Eine starke Schubbewehrung war an der Stelle erforderlich, wo die Fahrbahnträger in die Bogenrippe einmünden, weil diese dort ihre Höhe sprungweise vergrößert. Die einspringende Ecke war gegen Einreißen durch senkrechte und unter 45° geneigte Eisen zu schützen. Die Schubspannungen, die in der Fortsetzung der oberen Bogenlinie wirken müssen, sind aus der Annahme gerechnet worden, daß auf eine Länge von etwa 2,50 m der oberhalb der Bogenlinie gelegene Betonteil in die gleiche Druckspannung wie die Bogenrippe zu versetzen ist und

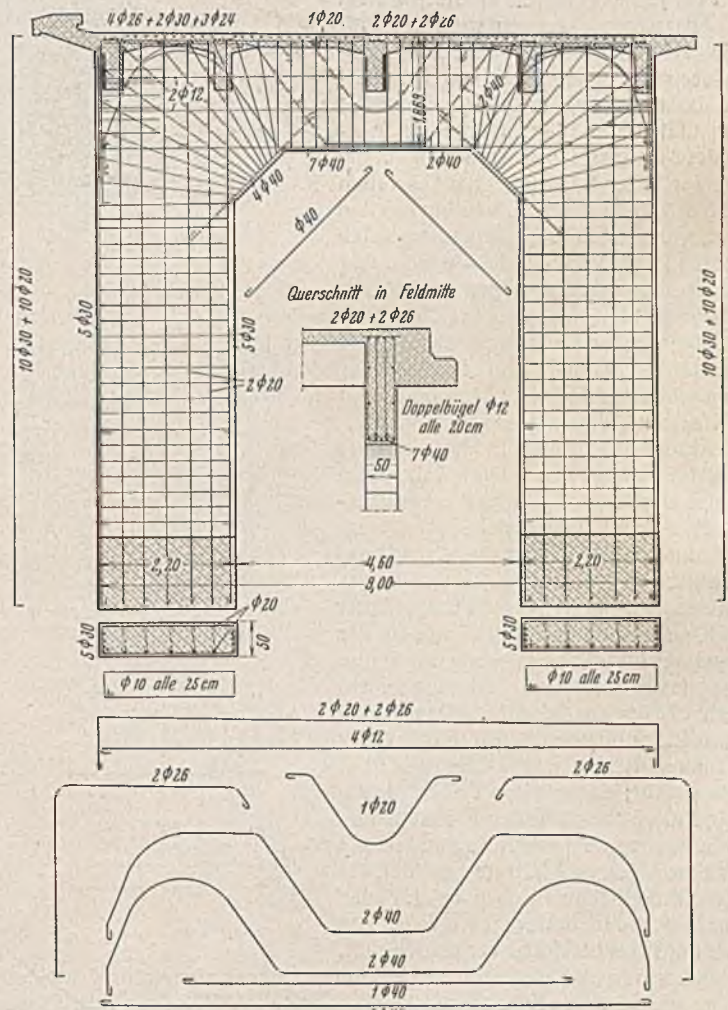


Abb. 24.

daß auf die restlichen 3,50 m des durch zwei Querträger begrenzten Balkenfeldes auch noch die obere Platte statisch voll angeschlossen wird. Abb. 24 zeigt die Bewehrung eines hohen Windrahmens unmittelbar neben einem Kämpfergelenk und Abb. 25 die Bewehrung der nur 18 cm



dicken Fahrbahnplatte. Über dem äußeren Längsträger, wo die Fahrbahnplatte in die Gesimsauskragung übergeht, ließ es sich nicht vermeiden, die oberen Bewehrungsseisen nach oben etwas abzuknicken. Bei geradliniger Überschneidung der von beiden Seiten auf den Knickpunkt zukommenden Eisen hätte man besonders in der Gegend der negativen Momente der Längsträger, wo oben geschlossene Bügel eingelegt sind, eine zu große Zusammenballung von Eisen erhalten. Jedes abgeknickte Tragseisen ist an der Knickstelle durch einen Bügel R.-E. 6 mm gesichert, der nach Art eines Fleischerhakens an der unteren Bewehrung verankert ist.

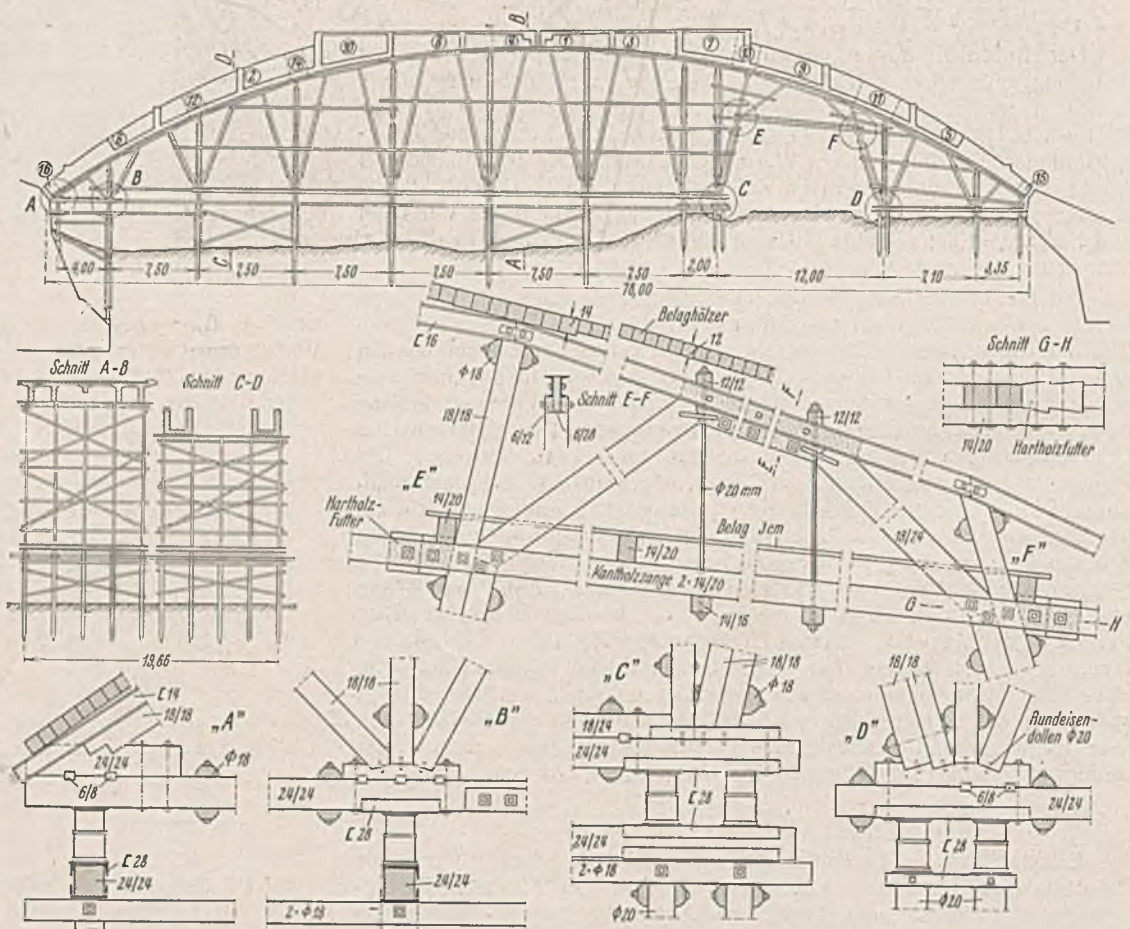
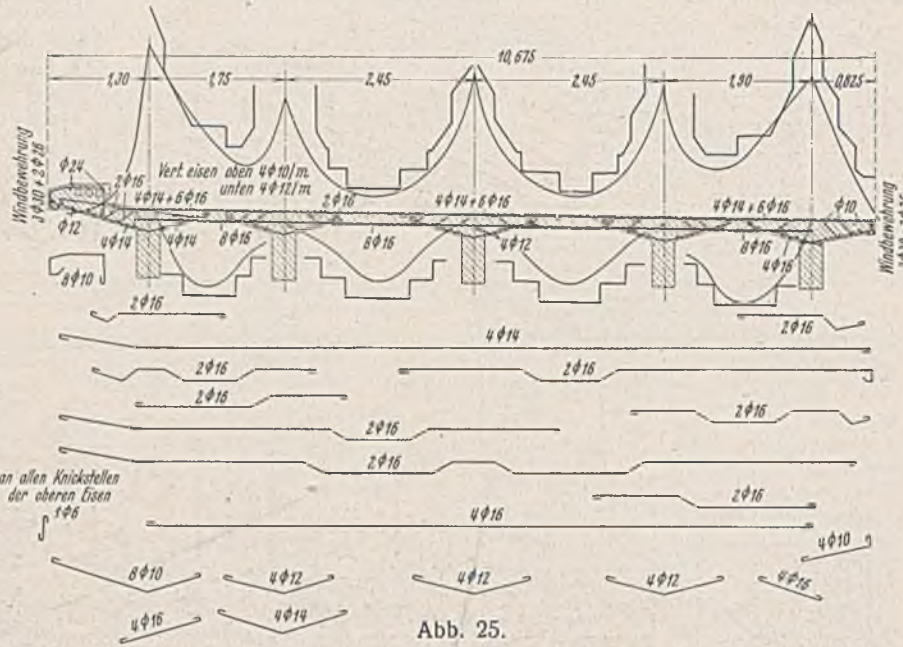
Das Lehrgerüst.

Das Lehrgerüst wurde in allen Öffnungen als Strebenfachwerk ausgebildet und nach DIN 1074 berechnet. Unter jeder Bogenrippe wurden zwei Binder angeordnet, außerdem noch ein Mittelbinder zur Unterstützung der Fahrbahnkonstruktion. Die einzigen auf Biegung beanspruchten Teile der Lehrgerüstbinder sind die Kranzeisen. Für diesen sonst meist in Holz ausgeführten Tragteil wurden  $\square$ -Eisen verwendet, da Hölzer über den Streben und Pfosten quer zur Faser allzu hohe Spannungen erhalten hätten. Die gekrümmte Linie der Bogenleibung wurde durch aufgelegte genau geschnittene Sattelhölzer erhalten. Für die Pfosten und Streben des Obergerüsts wurden Kanthölzer meist in den Abmessungen 18/18 cm gewählt. Gegenüber der Verwendung von Rundholz entstehen dadurch zwar erhöhte Materialkosten, diese werden aber dadurch ausgeglichen, daß das Gerüst genauer abgebunden werden kann und ein geringerer Lohnaufwand entsteht. Zur Druckübertragung von Pfosten und Streben auf die quer zur Faser beanspruchten Schwellen 24/24 cm waren Hartholzunterlagen nötig, die gegen seitliches Verschieben durch eingelassene Hartholzleisten gesichert wurden. Die Pfosten und Streben waren auf den Hartholzunterlagen durch eingelassene Rundeisendollen R.-E. 20 bis 26 mm festgehalten. Das Untergerüst bestand aus hölzernen Rammpfählen mit über die Pfahljoche gelegten Querschwellen. Als Absenkvorrichtungen wurden Sandtöpfe verwendet, die bei einer nachgewiesenen Tragfähigkeit von rd. 100 t eine Belastung bis zu 33 t erhielten; über und unter den Sandtöpfen verwendete man zur Druckverteilung auf die quer zur Faser beanspruchten Schwellen  $\square$ -Eisen. Querverbände wurden in allen Pfahljochen angeordnet, sowie an allen höheren Pfosten und Streben, um die sehr schlanken Kanthölzer gegen Ausknicken zu sichern. Derselben Zweck dienten in der Längsrichtung in verschiedener Höhe angeordnete Zangenpaare. In Höhe der Längsschwellen über den Sandtöpfen war ein Horizontalverband angeordnet.

Abb. 26 zeigt das Lehrgerüst über die Bahnöffnung. Die beiden Bahngleise wurden durch eine Sprengwerkskonstruktion überspannt. Das untere Sprengwerk wird durch den Strebenzug *CEFD* gebildet, *EF* ist gleichzeitig Zugband des oberen Sprengwerks, dessen Riegel unter den Kranzeisen liegt. Diese müssen das unsymmetrische Sprengwerk in seiner Lage festhalten und erhalten nicht unerhebliche Zusatzkräfte. Damit nun Kranzeisen und Riegel fest miteinander zusammenhängen, wurde dieser in drei Teile geteilt; der mittlere Teil ist gleichzeitig Futter zwischen den Kranzhölzern. Der Strebenzug *EF* erhält Zug und wurde durch zwei Zangen 14/20 cm gebildet, die über die doppelten Streben bei *E* und *F* hinausragen und hinter diesen durch ein verzahntes Hartholzfutter verbunden sind. Dadurch wurde eine einwandfreie Übertragung der Strebenkräfte des oberen Sprengwerks auf das Zangenpaar gewährleistet. Die Hölzer an den Knotenpunkten *E* und *F* wurden so bemessen, daß die Druckspannungen quer zur Faser in den von den Punkten *C* und *D* bis zu den Kranzeisen durchgehenden Ständern den Wert von 20 kg/cm<sup>2</sup> nicht überschritten. Alle Teile waren durch  $\frac{7}{8}$ " dicke Schrauben, die kurz vor dem Betonieren nochmal kräftig nachgezogen wurden, zusammengehalten. Hierzu waren unter Kopf und Mutter große Unterlagscheiben (mindestens 70/70/7 mm) erforderlich.

Abb. 27 zeigt den Knotenpunkt *D*. Die Strebe am weitesten rechts wurde nachträglich noch eingezogen, um das anschließende Strebenfeld noch besser auszusteiern und unverschieblich zu gestalten, so daß beim späteren Betonieren noch eine Abschalung gespart werden konnte. Wegen der Fahrdrableitung der Eisenbahn mußte an das Sprengwerk noch ein Schutzdach aus doppeltem Bretterbelag gehängt werden, das durch zwischengelegte Dachpappe sorgfältig gedichtet wurde.

Das Untergerüst wurde gleich zu Anfang für die ganze Brückenbreite erstellt und auf der einen Hälfte als Förderbrücke benutzt; das Ober-



gerüst wurde nur für eine Brückenhälfte ausgeführt und nach deren Fertigstellung verschoben. Hierzu wurden die Sandtöpfe ausgebaut und an ihrer Stelle unter den Längsschwellen des Obergerüsts Querschwellen eingezogen. Zwischen diese Schwellen und die Querschwellen des Untergerüsts waren gleichzeitig noch eiserne Spundwanddielen eingeschoben worden, die die Laufbahn für Stahlrollen bildeten (Abb. 28).

Das Lehrgerüst der Flußöffnung mit dem beinahe zierlich wirkenden Strebenfachwerk ist in Abb. 29 dargestellt.



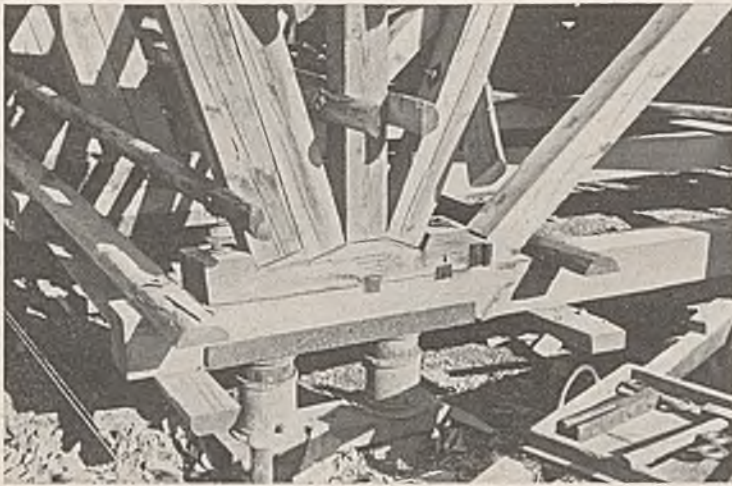


Abb. 27.

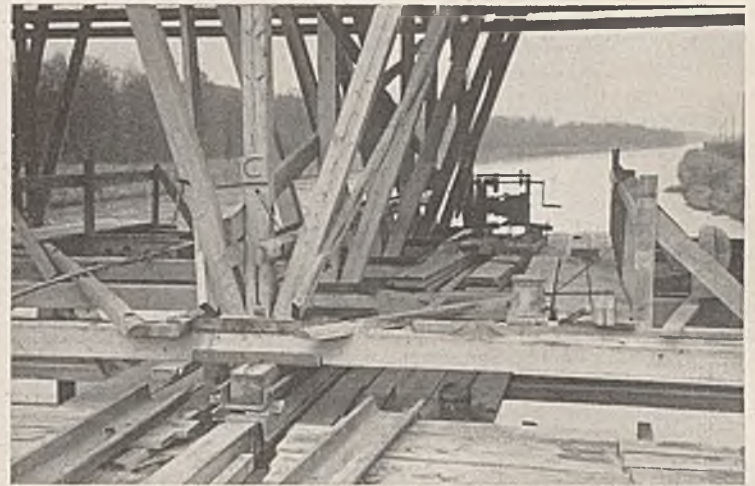


Abb. 28.

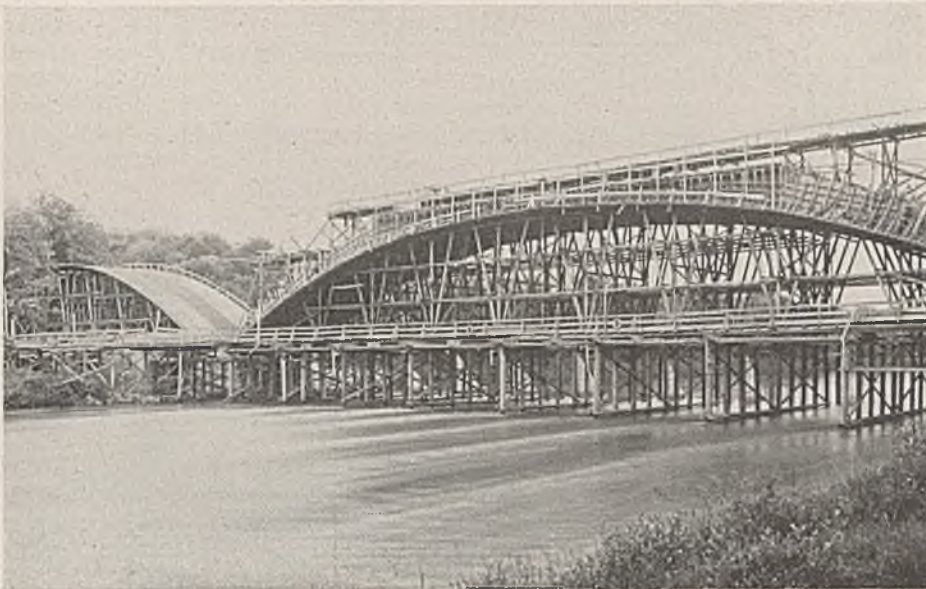


Abb. 29.

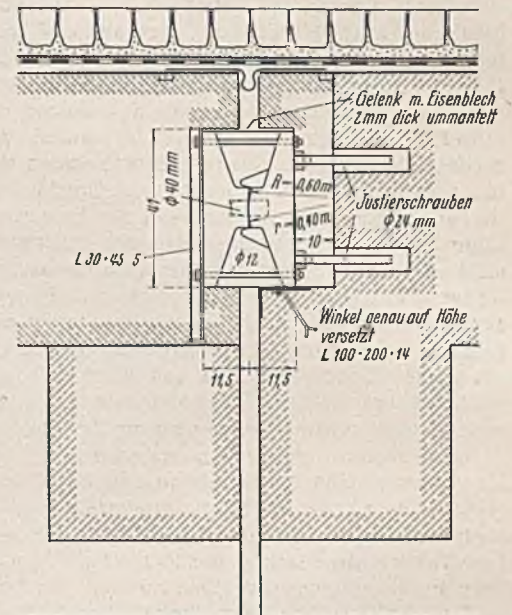


Abb. 30.

**Gelenke.**

Die Scheitelgelenke (Abb. 30), die im Bauwerk verdeckt sind, wurden den statischen Erfordernissen entsprechend bemessen. Die Betonpressung unmittelbar hinter dem Gelenk beträgt  $120 \text{ kg/cm}^2$ , die Biegezugspannung in den Gelenkkörpern unter Berücksichtigung aller Zusatzkräfte bis zu  $1270 \text{ kg/cm}^2$ . Das Gelenk jeder Bogenrippe besteht des leichteren Versetzens wegen aus vier Teilstücken; in jedem Teilstück sind zwei Rundeisendollen R.-E. 40 mm zur Aufnahme der Querkräfte eingelassen, die auf Abscheren mit etwa  $400 \text{ kg/cm}^2$  beansprucht sind. Nachdem auf der einen Seite die Bogenrippe auf die ganze Höhe, auf der anderen Seite bis zur Unterkante der Rippenverbreiterung betoniert war, wurde das Gelenk versetzt. Zu diesem Zweck waren an einer Gelenkhälfte 2 L 30 · 45 · 5 angeschraubt, die auf Stahlkeilen standen. Die andere Hälfte ruhte auf einem in genauer Höhe versetzten Winkelleisen und lehnte sich gegen einbetonierte Stellschrauben. Mit Hilfe der Stahlkeile und der Muttern an den Stellschrauben wurde das Gelenk in seine genaue Lage gebracht. Sodann wurde die nur im unteren Teil betonierete Bogenrippe vollends fertiggestellt und zum Schluß der für die Stellschrauben offen gebliebene 10 cm breite Zwischenraum mit erdfeuchtem Beton ausgestampft.

Die Kämpfergelenke (Abb. 31), die absichtlich sichtbar blieben, um die Auflagerung der schiffelartigen Bogen zu betonen, hätten statisch nur eine Lagerfläche mit den Abmessungen 55/210 cm benötigt. Mit Rücksicht auf die Querschnittabmessungen 80/220 cm der Bogenrippen am Kämpfer und in Anbetracht der breiten Pfeilerauflagerflächen sind die Grundplatten der Gelenke aus rein schönheitlichen Erwägungen größer gewählt worden, und zwar 70/210 cm im Anschluß an den Bogen und 90/210 cm im Anschluß an den Pfeiler. Die Dicke der Gelenkplatten ergab sich aus der zulässigen Biegebbeanspruchung für Gußstahl  $\sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2$  bei Berücksichtigung der Hauptkräfte allein und  $\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$ , wenn auch noch die Zusatzkräfte in Rechnung gestellt werden. Das Gelenk jeder Bogenrippe besteht wieder aus vier Teilstücken, einmal wegen des leichteren Versetzens und außerdem, weil zur Aufnahme der großen, hauptsächlich aus der Windbeanspruchung herrührenden Scher- und Drehkräfte in jedem Gelenk acht Dollen R.-E. 60 mm erforderlich

wurden. Da das ganz genaue Zusammenpassen zweier Gelenkhälften beim Vorhandensein von mehr als zwei Dollen außerordentlich schwierig und kaum nachprüfbar ist, ergaben sich zwangsläufig vier Gelenkteile.

Damit die Gelenke beim Versetzen nicht abrutschen können, wurden an jedem unteren Lagerteil zwei Nasen angegossen. Beim Versetzen wurde das Gelenk mit Hilfe der Muttern an den Köpfen der Stellschrauben und der Eisenkeile unter den angegossenen Nasen in die genaue Lage gebracht und mit erdfeuchtem Mörtel vorsichtig unterstampft. Die Montageschrauben, mit denen der obere Gelenkteil am unteren befestigt war, wurden nach dem Betonieren der Bogen abgestemmt.

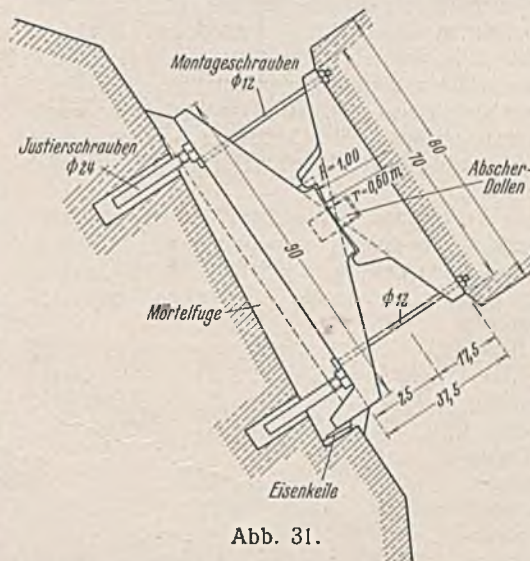


Abb. 31.

**Bauausführung.**

Die Gründung der Widerlager und Pfeiler geschah in offener Bauweise zwischen eisernen Larssen-Spundwänden Profil III. Die Einrammtiefe der Spundbohlen war durch die Bodenuntersuchung mit dem Burkhardtspahl bekannt. Anfangs war gedacht, die Spundbohlen später wieder zu ziehen und die Fundamente noch einige Meter tiefer in — wie man hoffte — besseren Flinz mit  $5 \text{ kg/cm}^2$  Bodenpressung zu gründen. Man hat deshalb zwischen Fundamentbegrenzung und der Spundwand einen Arbeitsraum von etwas mehr als 1 m Breite vorgesehen.



Mit den Ausschachtungsarbeiten wurde an dem am weitesten vom Fluß entfernt liegenden Pfeiler begonnen. Es zeigte sich, daß der Flnz aus sehr feinem Sand mit viel Glimmer bestand, nur wenig oder fast gar keine Bindemittel aufwies und deshalb sehr wasserdurchlässig war. Als die Ausschachtung bis etwa 4 m unter dem Grundwasserspiegel vorgeschritten war, entstand neben dem Pumpensumpf außerhalb der Spundwand eine trichterförmige Vertiefung, weil mit dem Grundwasser auch Flnzsand angesaugt und weggepumpt wurde. Der Pumpensumpf wurde aufgegeben und dafür vier neue über die ganze Baugrube verteilt angelegt, wobei zwischen Spundwand und Pumpensumpf eine 1 m dicke Flnzwand stehen blieb. Die Sumpfe wurden mit Dielen eingeschalt; hinter die Dielen wurden Strohzöpfe eingebracht, die ein Einspülen von feinem Sand durch die Fugen der Verschalung verhindern sollten. Bei zwei dieser neu angelegten mit der Sohle nur wenig über Unterkante Spundwand befindlichen Sumpfe trat bald ein Grundeinbruch ein, der sie mit Sand füllte. Nun wurde nach Entfernen dieses Sandes in jedem Sumpf die Sohle unter Wasser mindestens 50 cm hoch ausbetoniert und die Spundwand um etwa 1,50 m nachgerammt. Während dieser Arbeiten zeigten sich, obgleich die seitlichen Wassergräben tiefer lagen, inmitten der Baugrube kleine Quellen; durch das austretende Wasser wurde die Baugrubensohle sehr stark aufgeweicht. Um den Untergrund nicht noch weiter zu verschlechtern, hat man keine weiteren Pumpensumpfe mehr angelegt, vielmehr dieses Wasser oberflächlich nach den schon vorhandenen Sumpfen abgeleitet. Um jede Quelle wurde ein kleiner Quelltopf ausgehoben und mit grobem Sand gefüllt, so daß die Kraft des ausströmenden Wassers gedämpft und der feine Flnzsand zurückgehalten wurde. Auch die Dränrohrleitungen nach den Pumpensumpfen wurden in grobem Sand gelegt.

Ein tieferer Aushub war unter diesen Umständen ausgeschlossen. Man hat deshalb in einzelnen schachbrettartig verteilten 6 bis 8 m<sup>2</sup> großen Zonen den vom Wasser aufgeweichten Flnz so rasch wie möglich ausgeräumt und sofort eine 50 cm dicke Betonsohle (350 kg Zement auf 1 m<sup>3</sup> Beton) eingebracht, die überall bis an die Spundwände reichte. Nach Fertigstellung aller Zonen wurde die Bewehrung verlegt und der Pfeiler ohne weitere Schwierigkeit hergestellt. An Oberkante Pfeilerfundament wurde die Spundwand abgeschnitten. Dadurch, daß die Fundamente bis an die Spundwände heranbetoniert, also wesentlich breiter hergestellt wurden, als vorgesehen war, ergab sich eine erwünschte Verminderung der Bodenpressung. Zu erwähnen wäre noch, daß über jedem der 34 Quelllöpfe ein Standrohr aufgestellt, im Fundament einbetoniert und später mit Zementmörtel unter etwa 7 at Druck ausgepreßt wurde. Dabei war deutlich zu erkennen, wie an der Spundwand das aus den Dränen gedrückte Wasser mächtig hervorquoll.

Am linken Widerlager zeigten sich ähnliche Verhältnisse. Als in der Baugrubensohle Quellen auftraten, wurde nicht mehr tiefer ausgeschachtet und sofort die Sohle in einzelnen Streifen betoniert, die entsprechend den Gefachen der Auszimmerung eingeteilt sind. Das Widerlager wurde nicht nur hinten, sondern auch an den beiden Seiten an die Spundwände anbetoniert, um ein Verschieben des Widerlagers unter allen Umständen zu verhindern.

An den beiden übrigen Pfeilern und dem rechten Widerlager wurden längere Spundwände verwendet, die jedoch an verschiedenen Stellen in harten Flnzbänken stecken blieben und in den Schlössern aufsprangen. Da der Wasserandrang geringer war, konnte die 50 cm dicke Fundamentsohle leicht eingebracht werden; auf dieser wurde dann die Fundamentbewehrung verlegt. An die Spundwände wurde wieder anbetoniert. Abb. 32 zeigt die Konstruktion der Aussprößung einer Pfeilerbaugrube, Abb. 33 den Blick in eine Widerlagerbaugrube.

Die großen Massen der Widerlager bedingten viele Arbeitsfugen. Sie wurden entsprechend der Tagesleistung der Betonierungsanlage schachbrettartig so gelegt, daß in Längs- und Querrichtung eine möglichst gute Verzahnung der

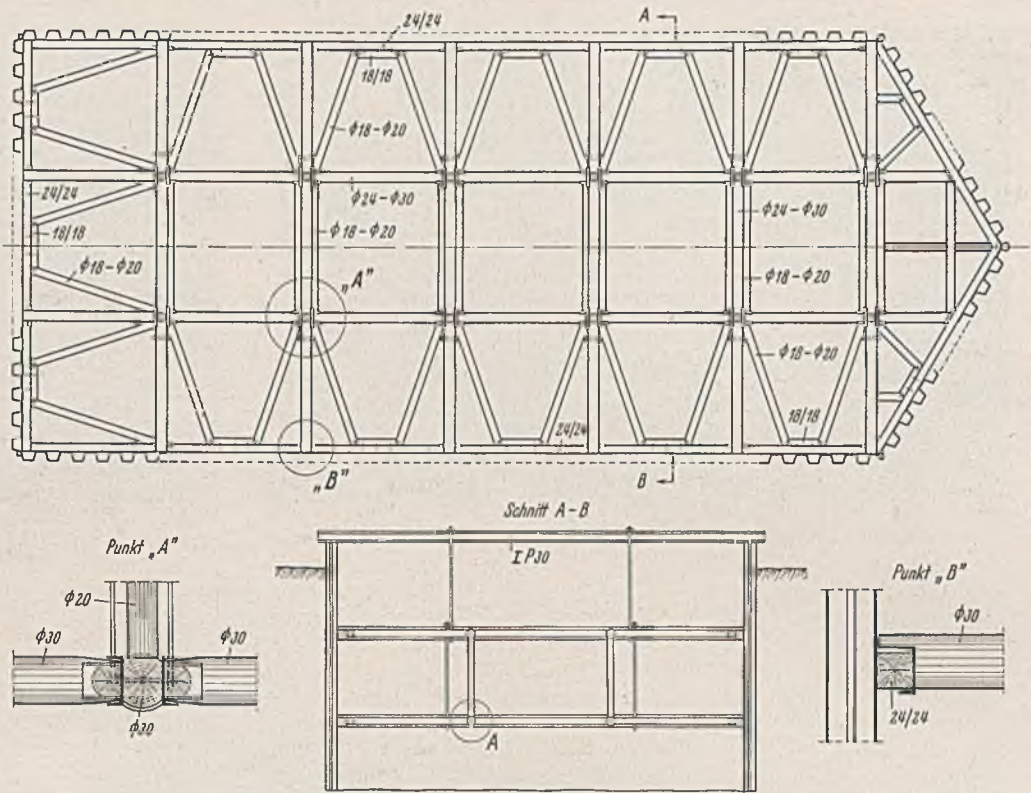


Abb. 32.

Betonschichten entstand. Abb. 34 stellt das Betonierungsschema eines Widerlagers dar.

Nach Fertigstellung der Gründung wurde programmgemäß das Lehrgerüst aufgestellt, die Bewehrung der Bogenrippen verlegt und die

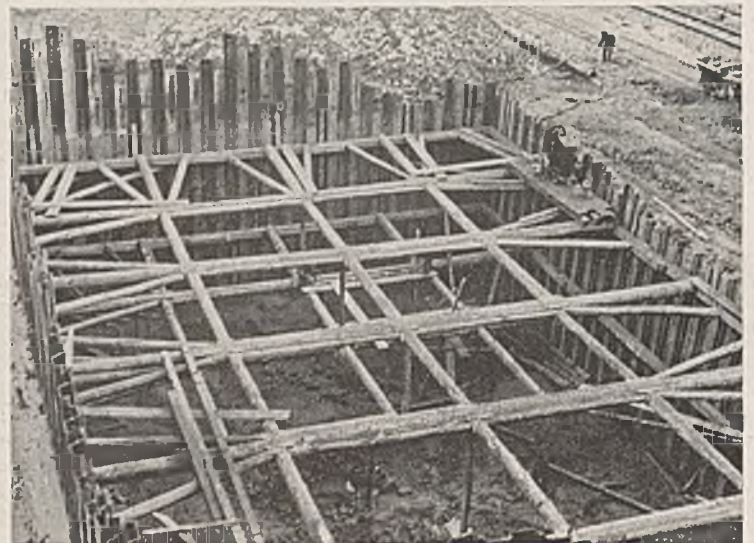


Abb. 33.

Bogenbetonierung durchgeführt, die letztere nach genauem Plan, der für die Bahnöffnung in Abb. 26 dargestellt ist. Man ging von dem Gedanken aus, daß die Bogenteile neben oder über den Stößen der Kranzelsen

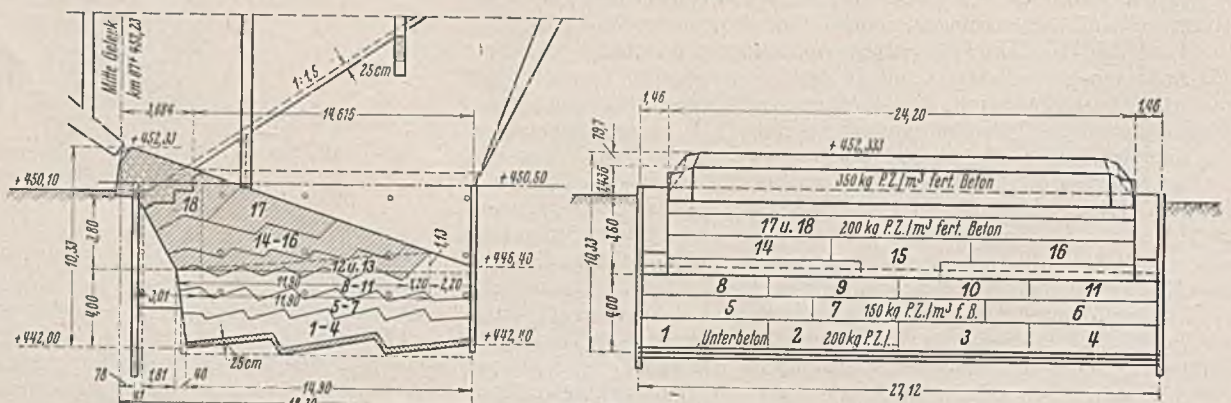


Abb. 34.



erst betoniert werden sollten, wenn diese ihre volle Durchbiegung erreicht haben. So wurden die Lücken 11 bis 14 erst geschlossen, nachdem die Nachbarzonen 2, 5, 6, 7, 9 und 10 fertiggestellt waren. Zwischen den Zonen 3 und 1, 7 und 3, 8 und 4, endlich 10 und 8 ist keine Lücke frei gelassen, weil man die wegen der Bewehrung nicht einfachen Abschaltungen vermeiden wollte und sich sagte, daß z. B. beim Herstellen der Lamelle 10 der an Zone 8 stoßende Beton erst zum Erstarren kommt, wenn die Lamelle 10 bis Unterkante Fahrbahnplatte fertig betoniert ist. Damit sich der Schub der Sprengwerke über der Bahnkreuzung im Gerüst nicht allzu weit fortpflanzen kann, wurden die Nachbarfelder vorher belastet. Die Lücken unmittelbar hinter den Gelenken wurden zuletzt geschlossen.

Platte und Seitenwände der U-förmigen Bogenrippen wurden in einem Arbeitsgang betoniert, um innere Spannungen infolge ungleichen Schwindens der Einzelteile zu vermeiden und weil eine Arbeitsfuge das Aussehen der Brücke beeinträchtigt hätte. Nach dem Einschalen der Seitenwände wurde mit dem Betonieren der Platte begonnen. Erst nach Einbringen des plastischen Betons wurde die obere Schalung der Platte verlegt; sie war in kleinen Tafeln vorbereitet und konnte leicht eingeschoben werden, so daß kein Aufenthalt in den Betonierarbeiten entstand.

Anfangs war geplant, das Lehrgerüst nach Fertigstellung der Bogenrippen und der in der Scheitelgegend mittragenden Fahrbahnplatte abzulassen und zu verschieben; dann erst sollte der Aufbau über den äußeren Bogenvierteln unter Abstützung auf die fertigen Bogenrippen betoniert werden. Dementsprechend ist auch das Lehrgerüst bemessen worden. Bei der Ausführung zeigte sich jedoch, daß das Umbauen des Fahrgerüsts vom Lehrgerüst auf die Bogenrippen viele Mühe und Zeit erfordert hätte und daß die Betonierkolonne während der vierwöchentlichen Erhärtungszeit des zuletzt betonierten Bogens nicht hätte beschäftigt werden können. Man überlegte deshalb, ob der Fahrbahnaufbau nicht vor dem Ablassen des Lehrgerüsts hergestellt werden könne. Dies bedeutete eine Erhöhung des Brückengewichts, die in der Kämpfergegend bis zu 100% ausmachte und dem Lehrgerüst unmöglich zugemutet werden konnte. Denn durch das elastische Nachgeben des Lehrgerüsts in der Nähe der Kämpfer war eine gefährliche Balkenwirkung der Bogenrippen zwischen Scheitel und Kämpfer sehr leicht denkbar; auch die Dollen der Kämpfergelenke erschienen durch das Gewicht des hohen Windrahmens sehr gefährdet. Es mußte daher der fertige Bogen zur Aufnahme des Mehrgewichts herangezogen werden. Hierfür bestanden zwei Möglichkeiten:

1. Ein geringes Ablassen des Lehrgerüsts. Dabei hätte jedoch ohne sehr weitgehende Verwendung von Spannungsmessern der entstehende Bogenschub nur sehr roh ermittelt werden können. Dessen genaue Kenntnis wäre aber nötig gewesen, weil der Bogen über der Bahnöffnung noch nicht ausrüstungsreif war.

2. Eine Belastung der Scheitelteile der Bogen durch Kies. Ihre Wirkungsweise kann man sich folgendermaßen klarmachen: Beim Aufbringen der Kiesbelastung muß, da ja der Bogen noch spannungslos ist das Lehrgerüst eine Mehrbelastung erhalten. Entsprechend der höheren Belastung muß sich auch, abgesehen von der Zusammenpressung aller Fugen, die elastische Verkürzung aller tragenden Hölzer erhöhen, d. h. das Lehrgerüst muß nachgeben. Da aber der Bogen bereits geschlossen ist, so muß in dem Maße, wie das Lehrgerüst nachgibt, auch der Bogen Last aufnehmen und mittragen. Man entschloß sich, dieses Verfahren anzuwenden, weil es sicherer und betrieblich einfacher ist als das erste.

Die in der Nähe der Bogenscheitel zusammen mit den Rippen betonierete Fahrbahntafel war etwa 9,5 m breit und 35 m lang. Auf diese Fläche wurden rd. 150 m<sup>3</sup> Kies in durchschnittlich 50 cm Höhe aufgeschüttet. Diese Auflast von etwa 0,8 t/m<sup>2</sup> entsprach dem Gewicht des noch fehlenden Fahrbahnbelages zuzüglich der Belastung durch Menschengedränge. Weil der Bogen über der Bahnöffnung überhaupt noch nicht belastet werden durfte und die Pfeiler für solch einseitigen Schub nicht bemessen waren, hat man die Kiesbelastung und das Betonieren des Aufbaues schrittweise nach dem in nebenstehender Tafel dargestellten Schema durchgeführt. Diese Maßnahme hat sich vorzüglich bewährt; es sind weder in den Bogen noch in den Aufbauten irgendwelche Risse beobachtet worden. Die Zusammendrückungen des Lehrgerüsts infolge der Kiesbelastung betragen bis zu 15 mm.

Weiter war zu beachten, daß der beim Ablassen des Lehrgerüsts in Spannung kommende Bogen sich verkürzte, während die Fahrbahnkonstruktion über den Querrahmen spannungslos blieb. Dadurch mußten gerade die kurzen Fahrbahnstützen nicht unbedeutende Biegebeanspruchungen erhalten. Um diese zu vermeiden, hat man beim Betonieren der Längsträger und Fahrbahnplatte über dem niedersten Querrahmen eine Lücke frei gelassen, die erst nach dem Entfernen des Lehrgerüsts beseitigt wurde (vgl. Abb. 23).

Die Gesimsausladung wurde erst nach dem Ausrüsten der Bogen betoniert. Man hatte das Lehrgerüst sehr stark überhöht, um auch bei etwaigem Eintreten unerwarteter Fälle, wie leichtes Nachgeben eines Pfeilers oder Widerlagers, keinen Durchhang des Scheitelpunktes zu erhalten. Wie nun ausgeführte Dreigelenkbogenbrücken mit mehreren

Öffnungen zeigen, macht sich bei starker Bogenüberhöhung das sich mehrmals wiederholende Steigen und Fallen der Gesimslinie störend bemerkbar. Deshalb wurde das Gesims erst nach dem Ausrüsten mit einer möglichst geringen Scheitelüberhöhung hergestellt.

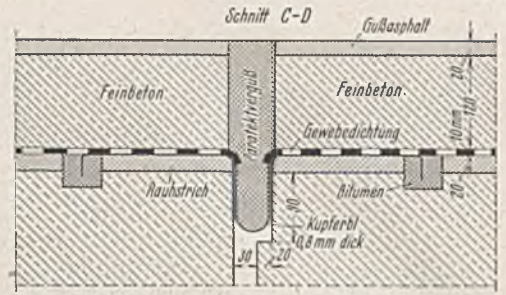


Abb. 35 b.

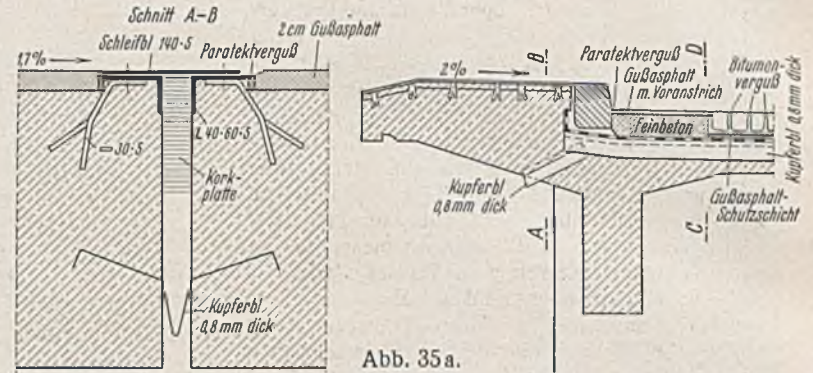


Abb. 35 a.

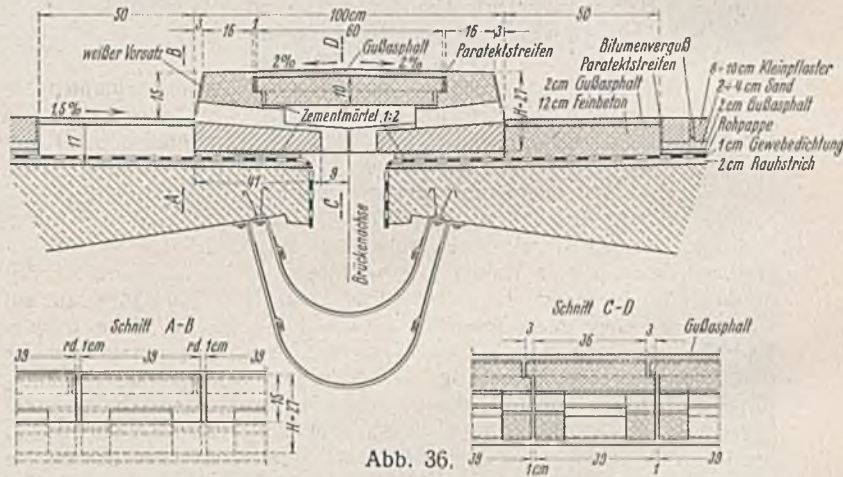


Abb. 36.

Tafel. Arbeitsgänge der Kiesbelastung der Bogen und des Betonierens der Fahrbahnkonstruktion.

Arbeitsgänge	Kiesbelastung in den einzelnen Öffnungen in m <sup>3</sup>				Betonierarbeiten
	A-B	B-C	C-D	D-E	
I	75	40	—	—	Die kleinen und mittleren Stützrahmen der Öffnung A-B.
II	100	50	25	—	Die untere Hälfte der hohen Stützrahmen in den Kämpfern der Öffnung A-B.
III	150	75	40	—	Die restliche Fahrbahnplatte mit dem oberen Teil der hohen Stützrahmen in der Öffnung A-B, anschließend die kleinen und die mittleren Stützrahmen der Öffnung B-C.
IV	150	100	50	25	Die untere Hälfte der hohen Stützrahmen in den Kämpfern der Öffnung B-C.
V	150	150	75	40	Die restliche Fahrbahnplatte mit dem oberen Teil der hohen Stützrahmen in der Öffnung B-C, anschließend die kleinen und die mittleren Stützrahmen der Öffnung C-D.
VI	150	150	100	50	Die untere Hälfte der hohen Stützrahmen in den Kämpfern der Öffnung C-D.
VII	150	150	150	75	Die restliche Fahrbahnplatte mit dem oberen Teil der hohen Stützrahmen in der Öffnung C-D, anschließend die kleinen und die mittleren Stützrahmen der Öffnung D-E.
VIII	150	150	150	100	Die untere Hälfte der hohen Stützrahmen in den Kämpfern der Öffnung D-E.
IX	150	150	150	150	Die restliche Fahrbahnplatte mit dem oberen Teil der hohen Stützrahmen in der Öffnung D-E.



Im Winter entsteht so über die ganze Brückenlänge eine gerade Gesimslinie, die im Sommer nur geringe und kaum merkbare Unstetigkeiten aufweist. Die Schalung der Gesimsausladung wurde außen durch Holzbalken abgefangen und auf die Außenbinder des Lehrgerüsts abgestützt. Innen

lag die Gesimsschalung auf der Schalung der Außenflächen der äußeren Randträger und in der Scheitelgegend auf der der Bogensichtflächen auf. Die Schaltafeln dieser Flächen waren deshalb beim Ausschalen der übrigen Konstruktion noch belassen worden; vermöge ihrer Haftung am festen Beton konnten sie das Gewicht der Gesimsausladung tragen. Der Beton der Gesimse benötigte zur Erhärtung etwa zwölf Tage. Erst nach diesem Zeitpunkte konnte das Lehrgerüst verschoben bzw. abgebaut werden.

Für den Beton wurde normaler Portlandzement der Firma Spohn, Blaubeuren, verwendet, der bei verhältnismäßig geringem Schwindmaß sehr hohe Festigkeiten ergibt. Zur Gewinnung der Zuschlagstoffe war in der Donauniederung, einen schwachen Kilometer von der Baustelle entfernt, eine Kiesgrube angelegt. Der dort gewonnene Kies wurde gewaschen und nach Korngrößen sortiert; da nicht genügend viel Sand anfiel, mußte in einer Brechanlage noch etwas Quetschsand hergestellt werden. Stampfbeton wurde mit 42 bis 45%, Eisenbeton mit etwa 50% Sandgehalt hergestellt.

Der Zementgehalt in 1 m<sup>3</sup> betrug:

Fundamente der Pfeiler und Widerlager . . .	150 kg
davon bewehrte Teile . . . . .	300 „
Schalbeton der Pfeiler, oberer Teil der Widerlager	200 „
Längswände über den Widerlagern . . . . .	300 „
Auflagerquader unter den Gelenken . . . . .	350 „
Bogen und Fahrbahnaufbau . . . . .	325 „
Schlußböcken der Bogen . . . . .	350 „

Der Beton der Bogenrippen und des Fahrbahnaufbaus wurde in plastischer Steife mit einem Ausbreitmaß von 40 bis 48 cm eingebracht und erreichte mit 325 kg Zement nach 28 Tagen eine Würfel Festigkeit von oft über 400 kg/cm<sup>2</sup>. Der Beton ist ganz ausgezeichnet aus der in allen Sichtflächen gehobelten Schalung gekommen, eine großartige Leistung der ausführenden Firma und ihrer Belegschaft.

Mit dem Bau der Brücke wurde im Frühjahr 1935 begonnen, die umfangreichen und schwierigen Gründungsarbeiten zogen sich bis über den Winter 1935/36 hin, anschließend wurden während des Frühjahrs und Sommers 1936 nacheinander die Überbauten der oberstromigen Brückenhälfte erstellt; im September konnte das Lehrgerüst abgelassen werden. Die Ausrüstung geschah für alle Bogen gleichzeitig in bekannter Weise in Bogenmitte beginnend und nach den Kämpfern fortschreitend. Die Kommandos wurden dabei mit Hilfe von Lautsprechern durchgegeben, die über die 300 m lange Baustelle verteilt waren. Die Gerüste wurden sofort verschoben, und noch im Herbst begann man mit dem Betonieren der zweiten Brückenhälfte. Der Winter 1936/37 war in Süddeutschland sehr mild, so daß der Fortschritt der Arbeiten nicht allzusehr gehemmt wurde. In der ersten Maihälfte des Jahres 1937 konnte auch die zweite Brückenhälfte ausgerüstet werden. Es folgte noch die Herstellung der Dichtung und Entwässerung und der Fahrbahndecke einschließlich der Schrammborde. Im September 1937 wurde das Bauwerk dem Verkehr übergeben.

#### Entwässerung und Fahrbahndichtung.

Die beiden Fahrbahnen auf der Brücke sind gepflastert und haben ein Quergefälle von 1,5% nach innen. Zwischen beide Brückenhälften ist in Brückenlängsrichtung eine Rinne aus kupferplattiertem Stahlblech gehängt, die an einzelnen Stellen unterbrochen ist und ins Freie entwässert (Abb. 36). Die Gelenkfugen wurden in üblicher Weise mit einem schlaufenförmig gebogenen, 0,8 mm dicken Kupferblech gedichtet. Abb. 35 zeigt die Einzelheiten zusammen mit der Überdeckung des erhöhten Schrammbords durch Schleifbleche. Da die Bewegungen in den Gelenkfugen in mäßigen Grenzen bleiben und sich noch in den Fugen des Kleinpflasters ausgleichen können, konnte auf Fingerauszüge in der Fahrbahn verzichtet werden.

Die Fahrbahnplatte wurde mit zwei Lagen fabrikfertiger Gewebbahnen abgedichtet; auf der einen Brückenhälfte wurden Jute-, auf der anderen Drahtgewebbahnen verwendet. Auf die Dichtungsbahnen wurde als Trennschicht eine 500er Rohpappe aufgelegt und darauf eine 1,5 bis 2 cm dicke Gußasphalt-Schutzschicht aufgebracht. Das darüber liegende Kleinpflaster wurde mit Bitumen vergossen.

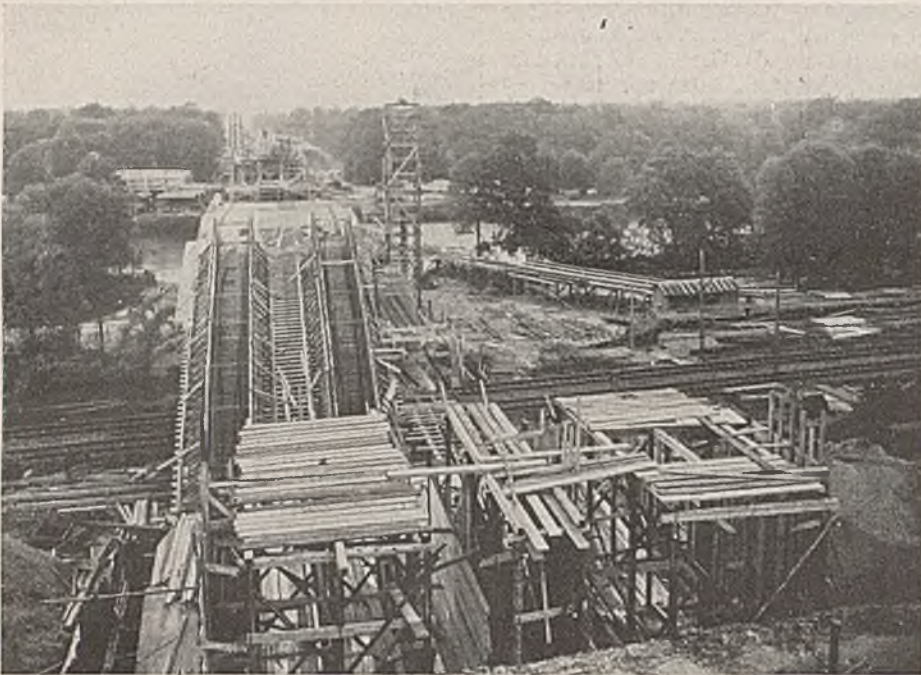


Abb. 37.



Abb. 38.



Abb. 39.



Die Schrammborde sind aus Kunststeinen mit weißem Vorsatz gebildet. Auch im Mittelstreifen wurde ein, wenn auch nur 1 m breiter erhöhter Schrammbord angeordnet. Die Bordsteine mußten den Durchfluß des Wassers von der Fahrbahndecke nach der Entwässerungsrinne ermöglichen. Es wurde die in Abb. 36 dargestellte Konstruktion entwickelt und in der Kunststeinfabrik der Odenwälder Hartsteinindustrie hergestellt. Um das Versetzen nicht durch allzu großes Gewicht zu erschweren, wurde die Länge der Bordsteine einschließlich ihrer Stoßfugen auf 40 cm beschränkt. Zwischen die Bordsteine ist eine 10 cm dicke Eisenbetonplatte gelegt, die oben mit einem Gußasphaltbelag abgedeckt wurde.

#### Die Baustelleneinrichtung.

Die Baustelleneinrichtung soll an Hand der Abb. 37 noch kurz erläutert werden. Die Aufnahme, die von der Höhe des Steilhanges aus gemacht ist, zeigt den Stand der Arbeiten im Sommer 1936, der Flußbogen wird gerade betoniert, die Bogenrippen der Bahnöffnung sind teilweise bewehrt. Für die Beifuhr der Geräte und Baustoffe ist vom Bahnhof Leipheim aus entlang der Bahn ein Anschlußgleis gebaut worden, das bei dem auf der Abbildung rechts erkennbaren Schuppen endigt. Neben dem Gleis war eine Ausladerampe erstellt. Unmittelbar dahinter, auf dem Bilde nicht mehr sichtbar, waren das Eisenlager und der Biegeplatz angelegt. Andere Stoffe und Geräte wurden von den Bahnhöfen unmittelbar auf Rollwagen umgeladen und über die Förderbrücke



Abb. 40.

an das andere Ufer gefahren. Dort war rechts hinter dem vorderen Aufzugturm, zum Teil durch Bäume verdeckt, der Zimmerplatz mit dem Reißboden aufgebaut, daneben die Kompressorstation. Links ist der Kies-silo sichtbar, noch weiter links, durch Bäume verdeckt, stand die Brech-sowie die Wasch- und Sortieranlage. Am Fuße des hinteren Aufzug-turms befand sich die Betonmischmaschine mit 500 l Trommelinhalt, davor der Zementschuppen.

Der gemischte Beton wurde für die drei ersten Bogen einschließlich der Flußöffnung im hinteren Aufzugturm hochgezogen, der Beton für die Bahnöffnung und das rechte Widerlager mußte vor dem Hochziehen im vorderen Turm erst über die Förderbrücke gefahren werden. Bei Herstellung der zweiten Brückenhälfte war eine Umstellung vorzunehmen insofern, als das Material und der Beton auf dem Untergerüst der ausgerüsteten Bogen unter der fertigen ersten Brückenhälfte befördert werden mußten.

Abb. 38 zeigt eine Ansicht der fertigen Brücke vom Donau-

ufer aus, Abb. 39 eine Untersicht des Flußbogens. Man erkennt die durch die Rahmenkonstruktion erzielte weitgehende Auflockerung des ganzen Brückenbildes, die Harmonie der klaren Linien aller Konstruktionsteile, den elegante Spannung verratenden Schwung der leichten Bogenrippen und die ruhige Wirkung des in seinen Abmessungen sorgfältig ausgeglichenen Flußpfeilers. Abb. 40 zeigt die Gesamtansicht der Brücke von einem Parkplatz oberhalb des Steilhanges aus.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die vereinfachte Berechnung zweiseitig gelagerter Trägerroste.<sup>\*)</sup>

Von Fritz Leonhardt, Regierungsbaumeister, Köln.

### Einleitung.

Als Trägerrost wird ein System sich kreuzender, zweiseitig oder viersseitig gelagerter Balkenträger bezeichnet, die an den Kreuzungspunkten (Knoten) so miteinander verbunden sind, daß die Träger an den Knoten unter jeder Last gleiche Durchbiegungen aufweisen. Die folgenden Untersuchungen beschränken sich auf zweiseitig gelagerte Trägerroste, also auf Tragwerke aus Hauptträgern und lastverteilenden Querträgern. Die Hauptträger können einfeldrige oder über mehrere Felder durchlaufende Balken oder Rahmen sein.

Das Problem der Trägerroste ist theoretisch und mathematisch gelöst. Die praktische Anwendung der genauen Lösungen ist aber auf wenige Einzelfälle beschränkt geblieben, weil sie meist einen erheblichen Arbeitsaufwand erfordert und die Ansicht vorherrscht, daß die einfachere Berechnung ohne Mitwirkung der Querträger auf der günstigen Seite bleibt, also einen Überschuß an Sicherheit ergibt. Diese Ansicht ist aber nicht allgemein richtig. Die tatsächlichen Anstrengungen im Trägerrost sind zwar meist kleiner als am Einzelbalken, an manchen Stellen aber erheblich größer, so daß dort bei den üblichen Querschnitten unter den rechnerischen Lasten die zulässige Beanspruchung überschritten würde. Bei einer günstigen Bemessung der Träger werden trotzdem durch die Berücksichtigung der Querverteilung Baustoffersparnisse erzielt.

Die Abweichungen der genauen Rechnung von der üblichen Annahme, daß die Querträger gelenkig an die Hauptträger angeschlossen sind, werden um so größer, je kleiner das Eigengewicht des Tragwerks im Vergleich zur Nutzlast ist, und am größten, wenn neben der auf Flächen verteilten Nutzlast hohe Einzellasten aufzunehmen sind. Tragwerke mit

geringem Eigengewicht wurden in den letzten Jahren besonders im Brückenbau entwickelt, obwohl sich die Verkehrslasten gesteigert haben. Leichte Fahrbahntafeln und Beläge auf Straßenbrücken sind bereits weit verbreitet. Zum Beispiel sind bei einer Straßenbrücke auf vier Hauptträgern mit normal bemessenen Querträgern die im Trägerrost auftretenden Kräfte zum Teil um 40 bis 50% höher, an anderen Stellen um 60 bis 80% niedriger als bei Berechnung ohne Rostwirkung. Solche Abweichungen müssen als unzulässig bezeichnet werden. Eine genauere Berechnung nach den seitherigen Methoden kann aber allgemein schwer verlangt werden, weil sie an den durchschnittlichen Statiker zu hohe Anforderungen stellt und der Rechenaufwand oft in keinem Verhältnis zur Größe und Bedeutung des Bauwerks steht. Außerdem beeinträchtigt eine schwierige Berechnung die für das richtige Konstruieren notwendige klare Vorstellung des Kräfteverlaufs.

Trägerroste konnten bislang nur durch Aufstellung und Lösung der Gleichungssysteme für die statisch unbestimmten Größen genau gerechnet werden, was bei der meist größeren Anzahl der Träger zu umfangreicher Rechenarbeit führt. Vereinfachende Annahmen eines starren Querträgers od. dgl. befriedigen nicht. Die vorliegende Arbeit will nun eine vereinfachte Lösung für die Praxis vorschlagen, mit der genaue Ergebnisse ohne besondere Schwierigkeit oder Mühe erzielt werden. Zunächst wird gezeigt, wie mit Hilfe einfach herzustellender Modelle die Kräfte ermittelt werden. Als kürzester Weg wird die Querverteilung der Lasten auf die einzelnen Hauptträger und deren getrennte Berechnung nach bekannten Methoden vorgeschlagen. Für die vielen Tragwerke mit parallelen Trägern und symmetrischem Querschnitt sind fertige Ausdrücke für „Querverteilungszahlen“ abgeleitet, mit denen ohne Modell die Querverteilung der Lasten ermittelt werden kann. Wesentlich ist, daß künftig in der Praxis die Gleichungssysteme der Trägerroste weder aufgestellt noch

<sup>\*)</sup> Auszug aus einer der Technischen Hochschule Stuttgart als Dissertation eingereichten Arbeit.



gelöst werden müssen. Gleichzeitig werden Richtlinien für die Zahl und Stärke der Querträger gegeben und die Folgen aus den Erkenntnissen für die bauliche Durchbildung der Tragwerke gezogen. Es wurde bewußt versucht, das neue Berechnungsverfahren mit einem Mindestaufwand an Mathematik klar und anschaulich zu begründen und auf geläufigen Verfahren aufzubauen, damit die praktische Einführung ohne Schwierigkeiten vor sich gehen kann.

**A. Das Modellverfahren.**

Das Verhalten von Tragwerken unter Lasten kann an maßstäblich verkleinerten Nachbildungen (Modellen) untersucht werden. Im Versuchswesen für den konstruktiven Ingenieurbau wird häufig davon Gebrauch gemacht. In den letzten Jahren wurde besonders im Auslande die Modellmeßtechnik auch zur Bestimmung der inneren Kräfte hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke angewendet, deren genaue Berechnung entweder unmöglich oder mühevoll ist. Bei richtiger Modellherstellung und guter Meßgenauigkeit sind die Ergebnisse solcher Messungen oft zuverlässiger als eine Berechnung, die unter unvollständig zutreffenden Annahmen durchgeführt wird. Das Modellverfahren setzt voraus, daß die Verformungen im elastischen Bereich bleiben und daß die Spannungen und Dehnungen verhältnismäßig sind. Die Formänderungen werden also als lineare Funktionen der erzeugenden Kräfte angenommen.

Es sei hier auf die Modellverfahren von George E. Beggs, von Chr. Rieckhoff (Nupubest), von O. Gottschalk (Kontinostat) und von K. Schaechterle (Verformungslehre) hingewiesen<sup>1)</sup>.

**Die Modellherstellung.**

Maßstäblich genaue Nachbildungen von Trägerrosten in 1/10 bis 1/200 der natürlichen Größe sind besonders bei Stahltragwerken aus I-Querschnitten schwierig herzustellen und haben den Nachteil, daß die Durchbiegungen im elastischen Bereich sich gegenüber den Durchbiegungen am Bauwerk im Maßstabe des Modells verkleinern, also sehr klein sind und besonders feine Meßinstrumente erfordern. Bedenkt man, daß die Durchbiegungen

$$\delta = \int \frac{Mx}{EJ} \cdot dx + \int \frac{kQ}{mEJ} \cdot dx$$

in erster Linie von den Momenten erzeugt werden, und die von den Querkraften hervorgerufene Verformung wegen des geringen Wertes vernachlässigt wird, dann kann den Trägern des Modells jeder beliebige Querschnitt gegeben werden, wenn nur die Trägheitsmomente und die Elastizitätswerte der Träger die gleichen Verhältnisse  $EJ_1/EJ_2$  untereinander aufweisen wie am Bauwerk selbst. Die Verdrehung, die bei biegefesten Verbindungen der Träger an den Kreuzungspunkten auftritt, wird vernachlässigt. Es kommt also darauf an, „trägheitsmomenten-ähnliche Modelle“ herzustellen, die mit  $P=1$  belastet Durchbiegungen  $\delta$  ergeben, die mit

$$\left(\frac{I^3}{EJ}\right)_W \cdot \left(\frac{EJ}{I^3}\right)_M \quad (\text{Index } W = \text{Wirklichkeit} \\ M = \text{Modell})$$

multipliziert werden müssen, um die Durchbiegungen infolge  $P=1$  am Bauwerk selbst zu erhalten.

Es hat sich gezeigt, daß Rundstäbe aus blankem, kalt gezogenem Stahl für die Herstellung der Modelle am besten geeignet sind. Durchmesser von 1 bis 15 mm in Abstufungen von 0,5 mm sind handelsüblich, auf Wunsch werden Abstufungen bis zu 1/10 mm hergestellt. Rundstäbe aus gezogenem Stahl lassen ohne Überbeanspruchung ( $\sigma = 3000 \text{ kg/cm}^2$  bei Streckgrenze von 8000 bis 9000  $\text{kg/cm}^2$ ) Durchbiegungen von

$$\delta = \frac{1}{14} l \text{ bei } D/l = 1/100 \quad (D = \text{Stabdurchmesser})$$

und  $\delta = \frac{1}{9} l \text{ bei } D/l = 1/150$

zu, während bei einer genauen Nachbildung der Trägerquerschnitte mit durchschnittlich  $h/l = 1/20$  die Durchbiegungen im elastischen Bereich nur rd. 1/600 betragen dürfen.

Mit den unbearbeiteten Rundstäben werden nur Träger mit gleichbleibendem Trägheitsmoment dargestellt. Modellstäbe für Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment müssen aus rechteckigen oder runden Stäben erst herausgearbeitet werden.

Der Verdrehungswiderstand der schlanken Rund- oder Rechteckstäbe ist gering, die verdrehungsfeste Verbindung der Modellstäbe an den Kreuzungspunkten wird also die Ergebnisse in den meisten Fällen wenig beeinflussen. Die Stäbe werden übereinandergelegt und am einfachsten durch eine Bindedrahtschleife (Abb. 1) verbunden. Die Bindedrahtschleife muß gut angezogen werden, damit abhebende Kräfte die Trägerstäbchen nicht voneinander entfernen. Um den Einfluß dieser Bindung zu

<sup>1)</sup> Beggs, G. E., Der Gebrauch von Modellen. B. u. E. 1927; Rieckhoff, Nupubest, Schweiz. Bauztg. und Baulng. 1926; Gottschalk, Kontinostat. B. u. E. 1927 und 1929, Baulng. 1928; Schaechterle, Bautechn. 1933, Heft 27.

prüfen, wurden Vergleichsversuche durchgeführt, bei denen

- a) die Stäbchen nur lose übereinandergelegt und nicht verbunden waren,
- b) die Drahtschleife der Abb. 1 an allen Knoten angewendet war.

Wegen a) wurde die Last nur im Punkt C angebracht, damit der über den Hauptträgern liegende Querträgerstab in allen Knoten auf die unteren Träger drückte. Da Rundstäbe benutzt wurden, waren bei a) die Verdrehungswiderstände nicht wirksam, während sie bei b) teilweise wirksam sind. Die gemessenen Durchbiegungen (Abb. 2) ergaben keinen Unterschied, der außerhalb der durch die Meßgenauigkeit gezogenen Grenze lag.

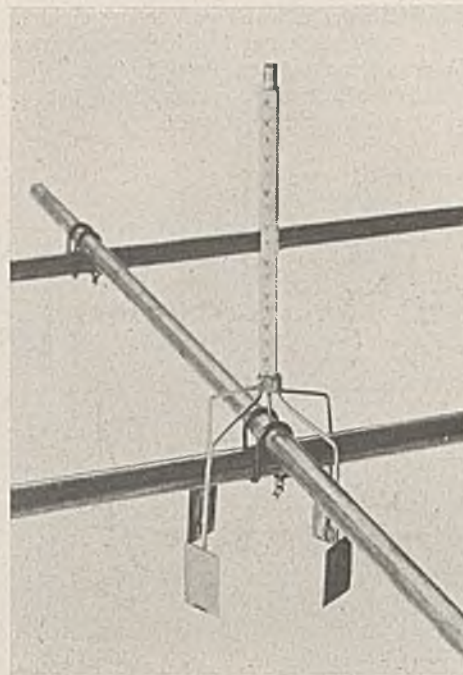
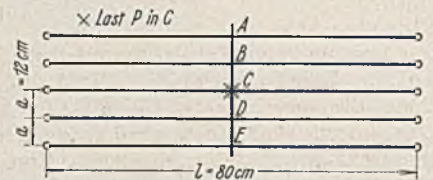


Abb. 2. Knotenbindung und Reitermaßstab.

Abb. 2. Einfluß der Knotenbindung mit Drahtschleife. Durchmesser der Hauptträger 1 cm Durchmesser d. Querträgers 0,71 cm.



Meßstelle	A cm	B cm	C cm	D cm	E cm
$\delta$ ohne Bindung	0,536	0,750	0,866	0,756	0,538
$\delta$ mit Bindung an allen Knoten	0,544	0,751	0,862	0,752	0,543

Ablesegenauigkeit  $\pm 1\%$ .

Bei einem späteren Versuch mit sehr enger Trägerlage (Trägerabstand zu Spannweite = 3:100) und mehreren schwachen Querträgern (Hauptträger  $\phi 5 \text{ mm}$ , Querträger  $\phi 1 \text{ mm}$ ) zeigte sich allerdings, daß der Verdrehungswiderstand der Hauptträger doch gegenüber dem kleinen

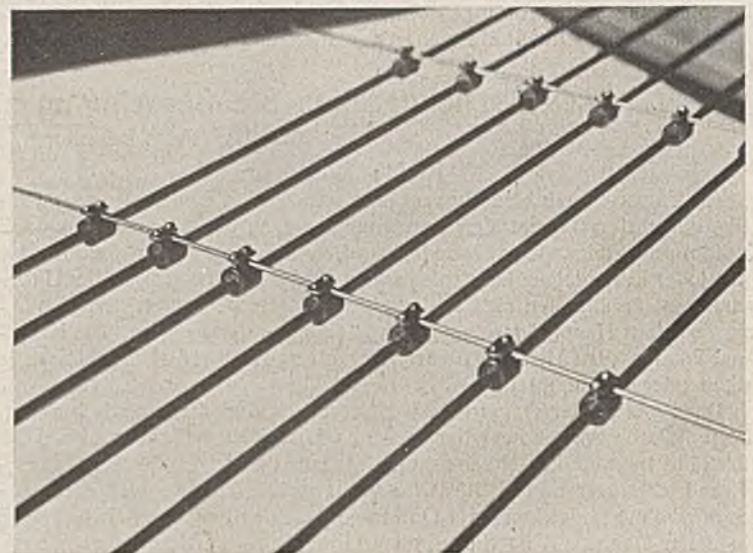
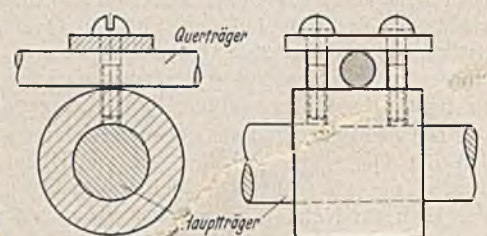


Abb. 3. In bezug auf die Hauptträger torsionsfreie Knotenbindung.

Biege widerstand der Querträger von Einfluß sein kann. Für solche Fälle wurde eine an den Hauptträgern torsionsfreie Verbindungsbauart<sup>2)</sup> (Abb. 3), mit der Messung und Nachrechnung vorzüglich übereinstimmen. Über die Hauptträger wird eine genau passende,



Zu Abb. 3.

<sup>2)</sup> Von Dipl.-Ing. Grassl anläßlich der Untersuchungen für die Zollhafenbrücke in Hamburg erstmalig verwendet.



kurze Hülse geschoben, an die die Querträger durch Schrauben festgeklemmt werden, damit sich die Hauptträgerabstände nicht ändern können.

Bei genügend großem Trägerabstände ( $a/l$  bis 1 : 12) und Querträgern, die im Vergleich zu den Hauptträgern nicht allzu schwach sind (Verhältnis der Trägheitsmomente bis 1 : 10), genügt die einfache Verbindungsart mit Drahtschleifen, nur in den übrigen Fällen muß die torsionsfreie Verbindung, die auch in den vorgenannten Fällen gut ist, angewendet werden.

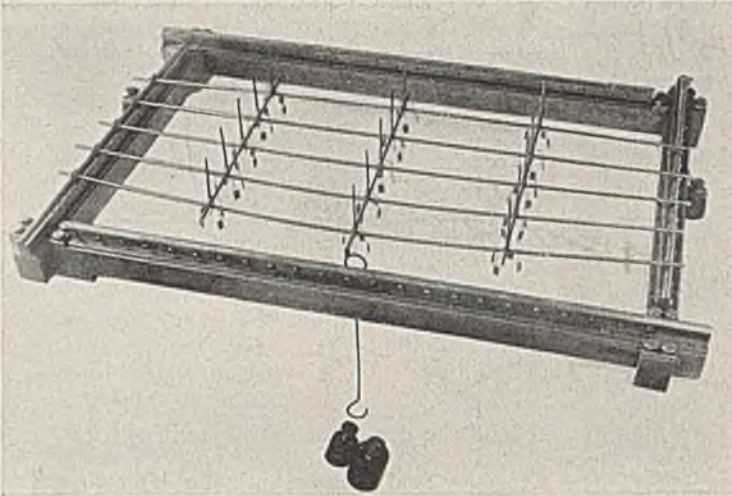


Abb. 4. Trägerrostmodell auf dem Meßtisch.

Eine unnachgiebige, genau waagrechte Auflagerung der Modellträgerroste ist Voraussetzung für richtige Ergebnisse. Für die Messungen dieser Abhandlung wurde ein Modellmeßtisch aus vier gegeneinander verschieblichen Vierkanteisen mit abgerundeter Auflagerschiene angefertigt (Abb. 4)<sup>3)</sup>, der zwei- und vielseitige Auflagerung von beliebigem Rechteckverhältnis zwischen 80 cm Breite und 120 cm Länge ermöglicht. Für mehrfeldrige Balken können Zwischenaufleger eingelegt werden. Die Stäbe werden auf den Auflagerschienen gegen seitliche Verschiebungen durch angeklebte Blechstücke festgehalten, die gleichzeitig bei den in Trägerrosten häufig vorkommenden negativen Auflagerkräften die Stäben gegen Abhebensichern, wobei Endeinspannungen zu vermeiden sind. Zweckmäßig werden abgehobene Trägerenden erst nach dem Anbringen der Last wieder auf ihr Auflager zurückgedrückt.

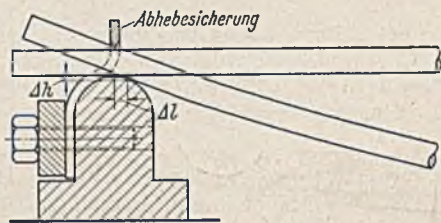


Abb. 5. Wälzlager: Spannweite und Höhenlage werden bei starken Durchbiegungen verändert, wobei Einspannwirkung durch die Abhebesicherung entsteht.

Wenn sich der Stab durchbiegt, rollt er auf der abgerundeten Auflagerschiene ab, seine Spannweite verkürzt sich, und der Lagerpunkt senkt sich um ein geringes Maß (Abb. 5). Richtiger ist die Anordnung von Schneidenlagern (Abb. 6), bei denen die Abhebesicherung einfacher wird. Sind bei durchlaufenden Trägern feste und bewegliche Lager zu unterscheiden, so kann der Stab an einer Schneide durch eine Kerbe gehalten werden und über die anderen Schneidenlager gleiten. Die Lagerreibung ist bei den glatten Flächen sehr gering und beeinflußt die Messung kaum. Rollen- und Pendellager sind ungeeignet, weil die Sicherung gegen Abheben erschwert und wegen der großen Durchbiegungen die Spannweite zu sehr geändert wird. Einspannungen können durch Doppellager hergestellt werden.

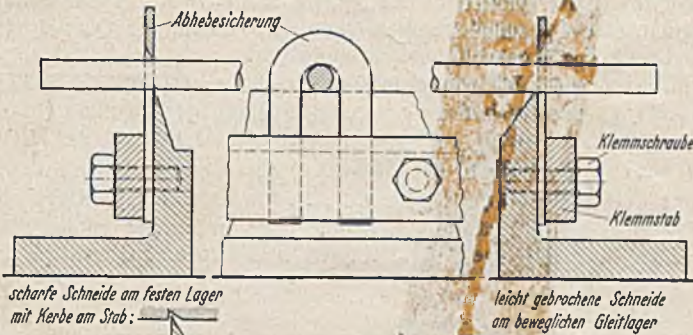


Abb. 6. Das geeignete Schneidenlager.

<sup>3)</sup> Der Modellmeßtisch und die Meßeinrichtungen wurden an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Prof. O. Graf nach den Anregungen des Verfassers von Herrn Ing. Kaufmann entworfen und an der Anstalt hergestellt.

Ein Meßtisch entsprechend Abb. 4 ist nicht erforderlich. Als Unterstützung können gut aufgelagerte Stahlträger (I- oder U-Profil) mit daraufgeklebten oder aufgeschraubten kleinen Schneidenlagern benutzt werden.

Die Durchbiegungen werden zweckmäßig mit einem guten Nivellierinstrument gemessen. Die Ablesegenauigkeit sollte wenigstens 1/100 betragen. Das Zeiß-Nivellier Nr. II mit planparalleler Platte erlaubt auf 3 bis 6 m Entfernung genaue Ablesungen von 1/100 cm und geschätzte Ablesungen von 1/1000 cm. Durchbiegungen zwischen 1 und 3 cm lassen sich also mit einer Genauigkeit von 1 bis 1/3 % ablesen. Steht kein so gutes Instrument zur Verfügung, so müssen die Modelle entsprechend groß für Durchbiegungen zwischen 2 und 4 cm angefertigt werden, die mit jedem guten Baustellennivellier genügend genau abgelesen werden können. Bei Durchbiegungen bis 3 cm müssen die Spannweiten  $l$  der Trägerrostmodelle aus Stäben mit  $D/l$  oder  $h/l = 1/100$  bis  $1/150$  rd. 80 bis 120 cm, für größere Durchbiegungen 100 bis 150 cm betragen. Die Genauigkeit der Meßergebnisse wird außerdem durch Wiederholungen der Messungen bei gleichen oder verschiedenen Lasten und anschließende Mittelbildung erhöht.

Die Senkungen werden an Reitermaßstäbchen mit Millimeterteilung (Abb. 2) abgelesen, die mit einer Stahlnadel (Grammophonnadel) in einer leichten Körnung an der Meßstelle auf dem Trägerstab aufsitzen und durch drei bis vier seitlich herabhängende Gewichte lotrecht gehalten werden. Das gleichbleibende Gewicht der Reiterchen beeinflußt die Durchbiegungen infolge der angehängten Lasten nicht. Die Maßstäbe werden zweckmäßig mit Buchstaben (A, B, C) versehen, damit bei der Ablesung die Meßstellen nicht verwechselt werden. Die Last wird mit einer Blindfadenschleife angehängt. Um Nebeneinflüsse auszuschalten, werden immer zwei Laststufen  $P_{Vorlast}$  und  $P_{Hauptlast}$  durchgemessen, als Durchbiegungen werden die Differenzen  $\delta_H - \delta_V$  infolge  $P = P_H - P_V$  in die weitere Berechnung eingeführt. Zur Erhöhung der Genauigkeit und zur Ausscheidung von Ablesefehlern erscheint eine Wiederholung der Messungen unerlässlich.

Die Genauigkeit der Modellmessungen.

Die Genauigkeit der mit den vorbeschriebenen Trägerrostmodellen gemessenen Durchbiegungen wurde an Modellen überprüft, die den von Chr. Ostenfeld<sup>4)</sup> gerechneten Beispielen entsprechen. Die Trägerroststäbe waren mit der einfachen Bindedrahtschleife verknüpft.

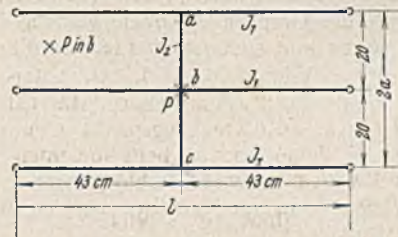


Abb. 7. Trägerrost nach Ostenfeld, S. 67. Das Modell war zusammengesetzt aus

- Hauptträgern mit Rundstäben  $\phi D = 0,998$  cm  $J_1 = 0,0488$  cm<sup>4</sup>,
- Querträger mit Rundstab  $\phi D = 0,998$  cm  $J_2 = 0,0488$  cm<sup>4</sup>.

Mit dem aus dem Durchmesser errechneten  $J$  ergaben sich die mit einem Biegeversuch als Balken auf zwei Stützen (Spannweite 100 cm) mit einer Einzellast in  $l/2$  ermittelten Elastizitätswerte zu durchschnittlich  $E = (2\ 125\ 000 + 2\ 125\ 000 + 2\ 145\ 000 + 2\ 126\ 600) : 4 = 2\ 130\ 400$  kg/cm<sup>2</sup>.

Die Vorlast im Knoten  $b$  betrug  $P_V = 3,969$  kg,  
die Hauptlast  $P_H = 16,862$  kg,  
somit ist  $P = 12,893$  kg.

Zur Berechnung der Einsenkungen nach Ostenfeld ist

$$\text{Steifigkeitsverhältnis } \alpha = \frac{J_1}{J_Q} \left( \frac{2a}{l} \right)^3 = \frac{0,0488}{0,0488} \left( \frac{40}{86} \right)^3 = 0,10062,$$

$$\text{Steifigkeitszahl } \mu = \frac{E J_1}{P l^3} = \frac{2\ 130\ 400 \cdot 0,0488}{86^3} = 0,16345.$$

Die aus vier Messungen gemittelten Durchbiegungen infolge Last  $P$  im Knoten  $a$  und  $b$  werden mit den errechneten Durchbiegungen verglichen.

Last in	Meßstelle	a	b	c
b	$\delta_{gemessen}$	0,514	0,616	0,514 cm
	$\delta_{gerechnet}$	0,5135	0,6162	0,5135 cm
	Abweichung	0,1 %	0,2 %	0,1 %
a	$\delta_{gemessen}$	1,387	0,514	-0,256 cm
	$\delta_{gerechnet}$	1,3866	0,5135	-0,2567 cm
	Abweichung	0,0 %	0,1 %	-0,3 %

Die Abweichungen liegen wegen der mehrmaligen Wiederholung der Messungen sogar unter der Meßgenauigkeit der einzelnen Ablesung.

<sup>4)</sup> Chr. Ostenfeld, Lastverteilende Querverbindungen. Jul. Gjellerup, Kopenhagen 1930.



2. Vier symmetrisch angeordnete Hauptträger. Zwei Querträger in den Drittelpunkten der Spannweite (Abb. 8 und Ostefeld, Lastverteilende Querverbände, S. 39).

Das Modell war zusammengebaut aus

- Randträgern mit Rundstäben  $\phi D = 0,998 \text{ cm}$   $J_R = 0,0488 \text{ cm}^4$ ,
- Mittelträgern . . . . .  $\phi D = 0,846 \text{ cm}$   $J = 0,0251 \text{ cm}^4$ ,
- Querträgern . . . . .  $\phi D = 0,710 \text{ cm}$   $J_Q = 0,0125 \text{ cm}^4$ .

Aus den Biegeversuchen mit den verwendeten Stäben ergab sich im Mittel

$$E = 2\,108\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Vorlast in den Knoten  $b$  und  $c$  betrug je  $P_V = 0,709 \text{ kg}$ ,  
die Hauptlast . . . . .  $P_H = 3,762 \text{ kg}$ ,  
somit ist  $\bar{P} = 3,053 \text{ kg}$ .

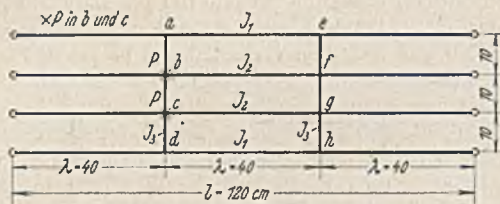


Abb. 8. Trägerrost nach Ostefeld, S. 39.

Die Einsenkungen werden berechnet mit der

$$\text{Steifigkeitszahl } \mu = \frac{E J_Q}{\lambda^3} = \frac{2\,108\,000 \cdot 0,0125}{40^3} = 0,4117.$$

Die gemessenen Durchbiegungen werden mit den errechneten verglichen.

Last in	Meßstelle	a und d	b und c	e und h	f und g
b und c	$\delta_{\text{gemessen}}$	0,538	0,588	0,481	0,494 cm
	$\delta_{\text{gerechnet}}$	0,531	0,587	0,479	0,485 cm
	Abweichung	+ 1,3%	+ 0,1%	+ 0,4%	+ 1,8%

Bei Durchbiegungen von 0,5 cm betrug die Meßgenauigkeit nur 2%, außerdem war hier nur aus zwei Messungen das Mittel gebildet worden. Die Abweichungen bleiben innerhalb der Grenzen der Meßgenauigkeit und können bei größeren Durchbiegungen und weiteren Wiederholungen verkleinert werden.

Die Modellmessungen ergeben somit Werte, deren Genauigkeit für alle praktischen Erfordernisse ausreicht.

Die Bestimmung der Kräfte mit Modellen.

Man kann auf verschiedenen Wegen von den Modellmessungen zu den Kräften im Bauwerk gelangen, nämlich

- a) durch Messung von Einflußflächen der Durchbiegungen für jeden Knotenpunkt und ihre Auswertung nach Ostefeld oder nach Krabbe<sup>5)</sup>,
- b) durch Erzeugung der Einflußflächen der Übertragungskräfte in den Knoten (Vorschlag von Dr. Schaechterle),
- c) durch Erzeugung von Einflußflächen der Momente oder Querkräfte für jeden zu untersuchenden Schnitt,
- d) durch Messung der mittleren Querverteilung für jeden Hauptträger (Querverteilungszahlen).

Am bequemsten ist der Weg, bei dem ohne Veränderung des Modells die wenigsten Messungen vorzunehmen sind und bei dem ohne lange Umrechnung die gemessenen Werte weiterbenutzt werden. Der Weg d) verdient diesen Vorzug, der Weg c) soll ebenfalls beschrieben werden, weil er für besondere Fälle von Bedeutung sein kann.

Einflußflächen der Momente und Querkräfte.

Der Einfluß einer statisch unbestimmten Größe wird durch Ausschalten dieser Größe am Tragwerk und Differenzbildung der Biegelinien des  $n$ -fach und  $(n-1)$ -fach statisch unbestimmten Systems erhalten. Den Maßstab ergibt die Größe der Verschiebung am Schnitt im Sinne der ausgeschalteten Kraft, die gleich Eins zu setzen ist (Abb. 9).

Am Trägerrost wird die Einflußfläche für das Moment im Schnitt  $a$  eines Haupt- oder Querträgers als Differenz der Biegelinien infolge  $P$  in  $a$  am unversehrten und am bei  $a$  mit einem Gelenk versehenen Trägerrost erhalten (Abb. 10). Die Differenzen der Durchbiegungen sind mit dem Verdrehungswinkel  $\varphi$  bei  $a$  zu dividieren, der im absoluten Bogenmaß entweder gemessen oder später zeichnerisch aus den Biegelinien ermittelt wird. Entsprechend entsteht die Einflußfläche für die Querkräfte  $Q_a$ , wenn in  $a$  die Schnittflächen gegeneinander parallel nur in der Kraftrichtung (lotrecht) verschoben werden. Die Differenzen sind mit der Verschiebung



Abb. 9. Einflußlinie als Differenz zweier Biegelinien.

bei  $a$  zu dividieren, so daß am Schnitt die Einflußordinate für die Querkräfte  $\delta_{aa}/\delta_{aa} = 1$  wird.

Die Einflußflächen unmittelbar mit einer Verformungslehre (siehe Schaechterle in Bautechn. 1933, Heft 27) zu erzeugen, ist an Trägerrostmodellen wegen des Gewichtes der Lehre nicht vorteilhaft.

Das Gelenk am Modellstab wird einfach als Bolzengelenk (Abb. 11) hergestellt. Schwieriger ist die Parallelführung für die Querkräfte sicherzustellen (Abb. 12). Die dargestellte Vorrichtung ist nicht erprobt worden.

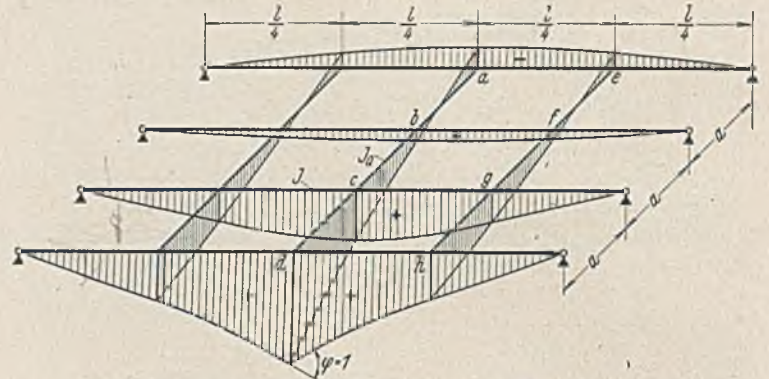


Abb. 10. Einflußfläche des Momentes  $M_a$  am Trägerrost.

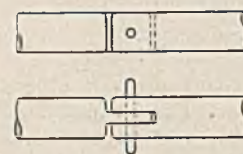


Abb. 11. Gelenkausbildung für Einflußflächen der Momente.

Sind mehrere Schnitte hintereinander zu untersuchen, so wird das Gelenk verschoben, die Stabteile sind genügend lang zu machen.

Die Erzeugung von Einflußflächen der Momente oder Querkräfte an Modellen unterstützt die Anschauung des Statikers. Mit dem verformten Modell vor Augen kann keine falsche Form einer Einflußlinie entstehen.

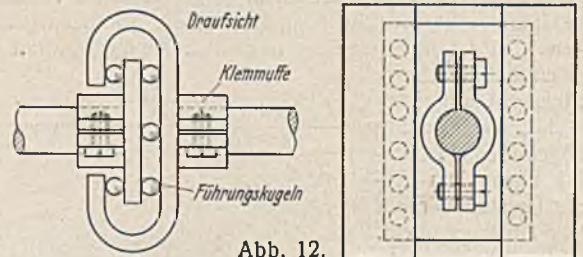


Abb. 12. Zwangführung für Einflußflächen der Querkräfte.

Das Verfahren mit Querverteilungszahlen.

Zur Erläuterung des Begriffs der Querverteilungszahlen betrachten wir zunächst einen Trägerrost mit nur einem Querträger, der an einem Knotenpunkt mit der Einzellast  $P$  belastet ist (Abb. 13). Der Querträger senkt sich entsprechend den Durchbiegungen der Hauptträger, gleichzeitig verbiegt er sich, weil er die Last  $P$  auf die verschiedenen Hauptträger querverteilen muß, wobei in jedem Knoten Übertragungskräfte  $X_a, X_b, \dots$  am Querträger nach oben und am Hauptträger nach unten wirken. Wir erhalten also eine Querträger-Senkungs- und Biegelinie, die wir kurz Querträgerbiegelinie nennen. Die Ordinaten dieser Biegelinie unter den Hauptträgern müssen den Übertragungskräften  $X_a, X_b, \dots$  proportional sein, weil die Durchbiegungen der Hauptträger nur von diesen Kräften  $X_a, X_b, \dots$  hervorgerufen werden ( $P$  wirke nur am Querträger). Das Gleichgewicht am Querträger bedingt, daß  $\sum X = P$  ist. Die Querträgerbiegelinie gibt also ohne weiteres einen Maßstab für die Querverteilung einer Last auf die verschiedenen Hauptträger.

Mit Hilfe des Maxwell'schen Satzes gibt umgekehrt die beliebige Ordinate  $q_{mc}$  der durch  $P$  in  $c$  erzeugten Querträgerbiegelinie (Abb. 13) den Lastanteil  $X_c = q_{mc} \cdot R'$  des Hauptträgers  $c$  infolge der Last  $P'$  in  $m$ , wenn der Maßstab der Ordinate  $q_{mc}$  so gewählt wird, daß die Summe der Ordinaten  $q_{ac}, q_{bc}, q_{cc}, \dots$  unter den Hauptträgern gleich Eins wird (gleiches Trägheitsmoment  $J$  der Hauptträger vorausgesetzt). Von einer Einzellast über einem Knoten wird also eine Querträgerbiege-

<sup>5)</sup> Siehe Bauing. 1934, Heft 3/4.



linie erzeugt, die der Einflußlinie der Querverteilung von Lasten am Querträger auf den zum beasteten Knoten gehörigen Hauptträger proportional ist. Die richtigen Absolutwerte der Einflußordinaten erhält man aus der einfachen Bedingung, daß bei gleichem  $J$  der Hauptträger die Summe der unter den Hauptträgern liegenden Ordinaten gleich Eins sein muß:

$$q_{ac} + q_{bc} + q_{cc} + q_{dc} + q_{ec} = \sum q_{nc} = 1.$$

Haben die Hauptträger verschiedene Trägheitsmomente, z. B.  $rJ_0$ , wobei  $J_0$  das Trägheitsmoment des untersuchten Trägers  $c$  sei, so muß der Maßstab für die Ermittlung der  $q_{nc}$  aus den Durchbiegungen  $\delta_{nc}$  so gewählt werden,

daß  $\sum r \delta_{nc} = 1$  ist, weil die Summe der Übertragungskräfte  $\sum X_{nc} = P = 1$  sein muß und am Träger mit  $J = rJ_0$  das  $r$ -fache  $X_{nc}$  wirken muß, um  $\delta_{nc}$  zu erzeugen wie am Träger mit  $J = J_0$ . Bei der Summenbildung  $\sum r \delta_{nc}$  werden nur diejenigen  $\delta_{nc}$  mit einem Faktor  $r$  multipliziert, die unter einem Hauptträger liegen, dessen Trägheitsmoment  $rJ_0$  von  $J_0$  abweicht;  $r$  kann für jeden Hauptträger verschieden sein. Die  $q_{nc}$ -Werte für den Träger  $c$  mit  $J_0$  bleiben den Durchbiegungen proportional, es ändert sich nur der Maßstab, mit dem sie errechnet werden, und die  $\sum q_{nc}$  wird nicht mehrgleich Eins. Sind die benachbarten Hauptträger kräftiger als Träger  $c$ , d. h. sind die  $r > 1$ , dann wird  $\sum q_{nc} < 1$ , der Träger  $c$  erhält weniger Lastanteil als bei gleichen Hauptträgern. Sind umgekehrt die benachbarten Träger schwächer als  $J_0$ , so wird  $\sum q_{nc} > 1$ , und Träger  $c$  bekommt größere Lastanteile als bei gleichen Hauptträgern. Am besten bezieht man sich immer auf den untersuchten Träger mit  $J_0$  und bestimmt danach jedesmal die zugehörigen  $r$ -Werte.

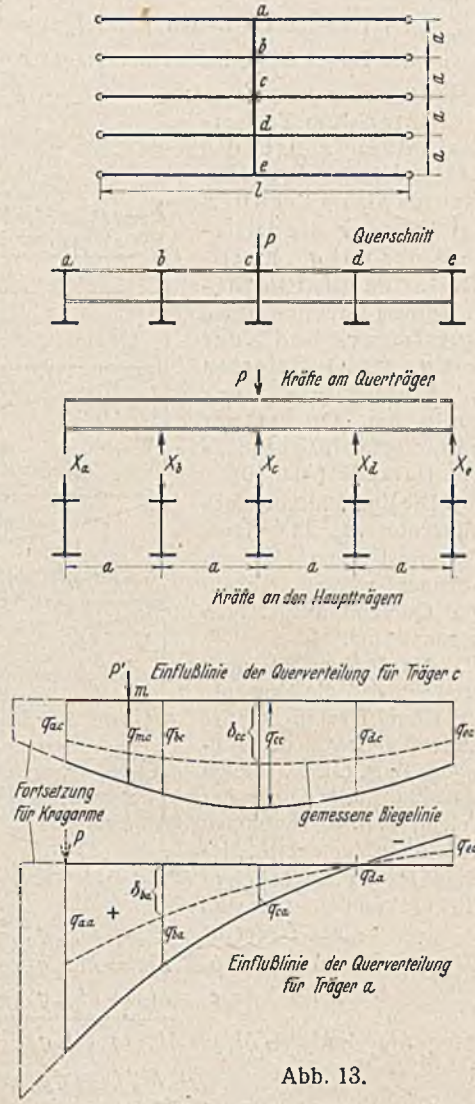


Abb. 13.

Die Einflußordinaten der Querverteilung  $q_{ab}, q_{bb} \dots$  werden kurz „Querverteilungszahlen“ genannt. Es ist:

$q_{ab}$  = Lastanteil des Trägers  $a$  an der Last  $P=1$  in  $b$  oder Einflußordinate der Querverteilung für Träger  $b$  unter Träger  $a$  oder Querverteilungszahl für Träger  $b$  unter Träger  $a$ ,

$q_{bb}$  = Lastanteil des Trägers  $b$  an der Last  $P=1$  in  $b$  oder Einflußordinate der Querverteilung für Träger  $b$  unter Träger  $b$  oder Querverteilungszahl für Träger  $b$  unter Träger  $b$ .

... Die Hauptträger werden vom Rand aus mit  $a, b, c \dots$  bezeichnet.

Die Querverteilungseinflußlinien können unabhängig von der absoluten Größe der Belastung, des Modellmaßstabes oder des Trägheitsmomentenmaßstabes rasch gemessen werden, ohne daß das Modell verändert werden muß. Messungen an Modellrosten mit mehreren Querträgern zeigten außerdem, daß die Biegelinien der einzelnen Querträger fast verhältnismäßig sind. Es wäre überaus einfach, die Lasten nach dem durch die Querverteilungszahlen gegebenen Schlüssel auf die einzelnen Hauptträger zu verteilen und dann die Träger losgetrennt unter den querverteilten Lasten zu berechnen. Man hat dann für jeden Schnitt nur zwei Einflußlinien auszuwerten, um die Momente oder Querkräfte im Trägerrost zu erhalten, wobei ohne weiteres die ungünstigste Laststellung in Längs- und Querrichtung ersichtlich ist. Um so verfahren zu können, muß noch folgendes untersucht werden:

1. Da an den meisten Bauwerken die Hauptträger nicht nur an den Knoten, sondern auch dazwischen unmittelbar belastet werden, ist die Änderung der Querverteilung zwischen den Querträgern bzw. den Auflagern zu erforschen.

2. Die Unterschiede der Quereinflußlinien an Trägerrosten mit mehreren Querträgern sind festzustellen.

Die Querverteilung kann nicht über die ganze Länge gleich sein, weil jeder in einer Öffnung hinzugefügte Querträger die Wirkung der vorher vorhandenen Querträger erhöht, ohne selbst das gleiche Maß zu erreichen.

Im folgenden Abschnitt sollen die beiden aufgeworfenen Fragen geklärt werden.

### B. Die Grundlagen für die Trägerrostberechnung mit Querverteilungszahlen.

#### Der Trägerrost mit nur einem Querträger.

Der Einfachheit halber werde der Trägerrost mit drei Hauptträgern von einer auf dem Mittelträger wandernden Einzellast  $P$  belastet (Abb. 14). Die Querverteilungszahlen  $q_{ab}, q_{bb} \dots$  seien durch Lösung der Ostfeldschen Gleichungen für die Last  $P=1$  nacheinander an jedem Knoten oder durch Modellmessungen bekannt.

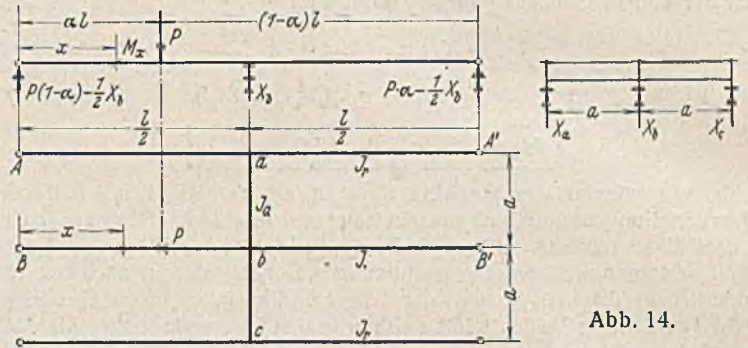


Abb. 14.

Wir denken uns zunächst die Knotenpunkte  $a, b, c$  unnachgiebig gestützt. Am Knoten  $b$  wirkt dann die Auflagerkraft  $X_{ob}$  des durchlaufenden Balkens  $BbB'$  infolge  $P$  in  $\alpha l$ , die aus der Dreimomentengleichung oder aus der Gleichung der elastischen Linie des Balkens  $BbB'$  sich ergibt zu

$$X_{ob} = P(-4\alpha^3 + 3\alpha).$$

Der Zustand des im Knotenpunkt  $b$  unverschieblich gestützten durchlaufenden Balkens  $BbB'$  wird in den tatsächlichen Zustand verwandelt, wenn man die Stützkraft  $X_{ob}$  wegnimmt. Dadurch ändert sich die Spannungsverteilung im System ebenso, wie wenn in  $b$  eine äußere Last  $X_{ob}$  aufgebracht würde. Diese erzeugt aber im Trägerrost am Kreuzungspunkt  $b$  die innere Übertragungskraft

$X_{ob} q_{bb}$  (+, wenn Druck in der Knotenverbindung, Hauptträger drückt nach oben).

Entsprechend wirken die inneren Kräfte

im Kreuzungspunkt  $a$ :  $X_{ob} q_{ab}$ ,

im Kreuzungspunkt  $c$ :  $X_{ob} q_{cb}$ .

Am Kreuzungspunkt  $b$  bleibt somit als innere Kraft infolge  $P$  in  $\alpha l$

$$X_{b\alpha} = -X_{ob} - X_{ob} q_{bb} = -X_{ob}(1 + q_{bb})$$

(negativ, also Zug in der Knotenverbindung, Hauptträger zieht nach unten)

An den Knoten  $a$  und  $c$  wirkt allein die innere Übertragungskraft

$$X_{a\alpha} = X_{ob} q_{ab} \text{ und } X_{c\alpha} = X_{ob} q_{cb}, \text{ weil } X_{oa} = X_{oc} = 0.$$

Die Summe der inneren Übertragungskräfte am Querträger muß gleich Null sein, weil am Querträger keine äußere Kraft wirkt:

$$\sum X = -X_{ob}(1 + q_{bb}) + X_{ob} q_{ab} + X_{ob} q_{cb} = 0$$

$$X_{ob}(-1 + q_{bb} + q_{ab} + q_{cb}) = 0,$$

was richtig ist, weil an einem Querträger immer  $q_{ab} + q_{bb} + q_{cb} = \sum q = 1$  sein muß, wenn die Hauptträger gleich sind.

Die inneren Knotenkräfte infolge der Einzellast  $P$  sind also außer von  $X_{ob}$  nur abhängig von den Querverteilungszahlen.

Die Momente an den Trägern infolge  $P$  in  $\alpha l$  lassen sich nun unmittelbar anschreiben. Zunächst wird das Moment  $M_x$  am Träger  $b$ , an dem die Last  $P$  wirkt, ermittelt:

Denkt man sich den Träger  $BbB'$  wieder in  $b$  unnachgiebig unterstützt, so entsteht an der Stelle  $x$  das Moment  $M_x'$  infolge  $P$  in  $\alpha l$  am durchlaufenden Träger  $BbB'$  (Abb. 15).

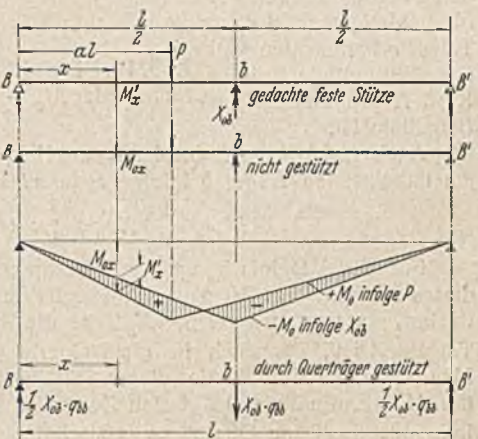


Abb. 15.



Es ist 
$$M_x' = M_{ox} - \frac{X_{ob}}{2} \cdot x,$$
 wobei  $M_{ox}$  das Moment im Schnitt  $x$  infolge  $P$  in  $\alpha l$  am Zweistützbalken  $BB'$  ist, der vom Querträger in  $b$  losgelöst ist und kurz „freier“ Balken  $BB'$  genannt sei.

Betrachten wir nun wieder den Balken  $BbB'$  im Trägerrost, also bei  $b$  nur durch den Querträger gestützt, dann ist noch die oben bestimmte Knotenübertragungskraft  $X_{ob}q_{bb}$  in umgekehrter Richtung anzusetzen, um den tatsächlichen Zustand zu erhalten.  $X_{ob}q_{bb}$  erzeugt am freien Balken in  $x$  ein Moment von der Größe

$$\frac{1}{2} \cdot X_{ob}q_{bb}x.$$

Es ist somit das Moment  $M_x$  im Trägerrost

$$M_x = M_x' + \frac{1}{2} \cdot X_{ob}q_{bb}x,$$

aus der obigen Gleichung für  $M_x'$  folgt aber

$$\frac{1}{2} \cdot X_{ob}x = M_{ox} - M_x'.$$

Somit

$$M_x = M_x' + q_{bb}(M_{ox} - M_x')$$

$$\boxed{M_x = M_{ox}q_{bb} + M_x'(1 - q_{bb})}$$

d. h. wir können das gesuchte Moment am Trägerrost mit Hilfe der Querverteilungszahlen zusammensetzen aus den Momenten am freien Einzelbalken ohne Querträger und am durchlaufenden Träger, der auch am Querträger unnachgiebig gestützt ist. Der Beweis gilt auch bei veränderlichem Trägheitsmoment der Träger und auch, wenn der Querträger nicht in  $l/2$  liegt; beides wirkt sich nur in den Querverteilungszahlen aus.

Für die Einflußlinien folgt somit:

Die Einflußlinie unter dem Trägerrostbalken  $r$  für ein Moment  $M_x$  am Träger  $r$  wird als Summe der mit  $q_{rr}$  multiplizierten  $M_0$ -Einflußlinie des Balkens ohne Querträger und der mit  $(1 - q_{rr})$  multiplizierten  $M'$ -Einflußlinie des am Querträger unnachgiebig gestützten durchlaufenden Balkens erhalten (Abb. 16).

Im Grenzfall  $q = 0$  (starre Quer- und Außenträger) erhält man nur die Einflußlinie des durchlaufenden Balkens, für  $q = 1$  (keine Querverteilung) nur die Einflußlinie des freien Balkens ohne Querträger. Aus dem ersten Grenzfall folgt, daß für kleine  $q_{rr}$  (kleiner als etwa 0,25) über dem Querträger negative Momente entstehen können, also an einer Stelle, wo man gewohnt ist, die größten positiven Momente zu errechnen.

Die Einflußlinie unter dem Balken  $r$ , an dem sich der Schnitt  $x$  befindet, ist als Teil der Einflußfläche des ganzen Trägerrostes zu betrachten. Die zugehörigen Einflußlinien unter den übrigen Trägern sind proportional der Biegelinie des einfachen, an der Querträgerstelle mit einer Einzellast belasteten Balkens, weil Lasten auf den benachbarten Trägern nur durch die am Querträger wirkenden Übertragungskräfte  $X$  Momente im Schnitt  $x$  am Träger  $r$  hervorrufen und die Einflußlinie dieser Kraft  $X$  proportional der Biegelinie ist.

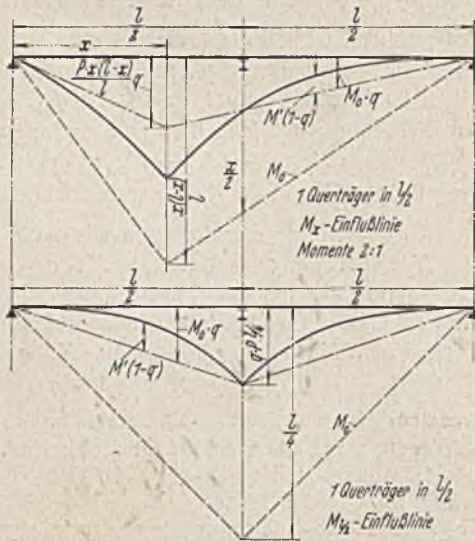


Abb. 16. Die Einflußlinie am Rostträger als Summe der  $M_0q$ - und  $M'(1 - q)$ -Einflußlinien.

Am Trägerrost der Abb. 14 mit drei Hauptträgern z. B. ist für Schnitt  $x$  am unbelasteten Träger  $b$  infolge  $P$  in  $\alpha l$  am Träger  $a$

$$M_x = \frac{1}{2} \cdot X_{oa}q_{ba}x \quad (\text{Abb. 17}).$$

Für die Vereinfachung der Berechnung ist es zweckmäßig, auch dieses Moment aus  $M_0$  und  $M'$ , jeweils mit Querverteilungszahlen reduziert, zusammensetzen.  $X_{oa}$  ist die Stützkraft des durchlaufenden Trägers  $AaA'$ , der auch in  $a$  am Querträger unnachgiebig gestützt ist. Man kann die Einflußlinie dieser Stützkraft erhalten aus der Differenz der  $M_{ox}$ -Einflußlinie des freien Zweistützbalkens und der  $M_x'$ -Einflußlinie des auch am Querträger unnachgiebig gestützten durchlaufenden Balkens, wenn die Ordinate unter  $a$  gleich Eins gesetzt wird. Der Beweis

wird gewöhnlich umgekehrt geführt und ist bekannt von der Ermittlung der  $M_x'$ -Einflußlinie: Es ist mit den Bezeichnungen der Abb. 18 die Einflußlinie für  $M_x'$  am zweiseitigen durchlaufenden Balken  $AaA'$  gleich der Differenz der  $M_{ox}$ -Einflußlinie am Balken  $AA'$  ohne Zwischenstütze  $a$  und der Einflußlinie für  $X_a$ , die der Biegelinie des Balkens  $AA'$  infolge der Last  $X_a$  proportional ist.

Man kann also auch die Einflußlinie für  $M_x$  am Träger  $b$  unter Träger  $a$  aus der  $M_0$ - und  $M'$ -Einflußlinie zusammensetzen, und zwar sind beide mit  $q_{ba}$  zu multiplizieren und voneinander abzuziehen, das heißt, es ist

$$\text{am Träger } b \text{ für Lasten auf Träger } a \quad M_x = M_{ox}q_{ba} - M_x'q_{ba}$$

$$\text{am Träger } b \text{ für Lasten am Träger } c \quad M_x = M_{ox}q_{bc} - M_x'q_{bc}$$

oder allgemein ausgedrückt:

Unter dem Trägerrostbalken  $s$  ist die Einflußlinie des Momentes  $M_x$  im Schnitt  $x$  am Träger  $r$  die Differenz der mit  $q_{rs}$  multiplizierten  $M_0$ -Einflußlinie des Balkens ohne Querträger und der mit  $q_{rs}$  multiplizierten  $M'$ -Einflußlinie des auch am Querträger unnachgiebig gestützten Balkens (Abb. 19).

Die Einflußfläche eines Momentes  $M_x$  in einem Trägerrost kann also gezeichnet werden, sobald die Querverteilungszahlen bekannt sind.

Als Probe sei noch erwähnt, daß die Momente an allen Trägern in der Entfernung  $x$  von den Auflagern  $A, B, C \dots$  infolge einer Einzellast an einem der Träger, z. B.  $b$ , zusammen gleich dem Moment  $M_{ox}$  infolge  $P$  am Einzelträger allein sein müssen: Es wird

$$\text{am Träger } a \quad M_x = M_{ox}q_{ab} - M_x'q_{ab}$$

$$\text{am Träger } b \quad M_x = M_{ox}q_{bb} + M_x'(1 - q_{bb})$$

$$\text{am Träger } c \quad M_x = M_{ox}q_{cb} - M_x'q_{cb}$$

$$M_{xa} + M_{xb} + M_{xc} = M_{ox}(q_{ab} + q_{bb} + q_{cb})$$

$$+ M_x'(1 - q_{bb} - q_{ab} - q_{cb}) = M_{ox},$$

weil  $q_{ab} + q_{bb} + q_{cb} = \Sigma q = 1$  ist.

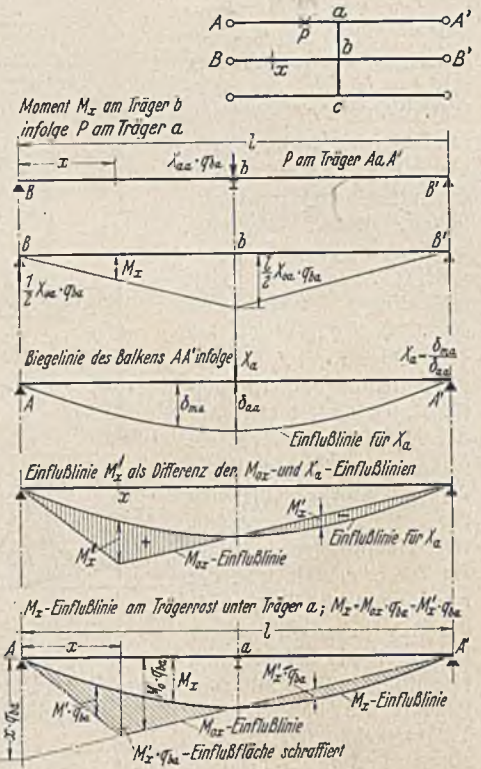
In der Folge werde der bei  $M_0$  stehende Querverteilungskoeffizient kurz  $q$  und bei  $M'$  kurz  $q'$  genannt, so daß allgemein für alle Träger gilt

$$\boxed{M_x = M_{ox}q + M_x'q'}$$

Eine vom Mittelträger, an dem der Schnitt  $x$  sei, zum Randträger quer wandernde Einzellast  $P$  ruft ein Moment  $M_x$  hervor, bei dessen erstem Anteil  $M_0q$  die Ordinaten der Querverteilungseinflußlinie für den Mittelträger je an der Laststelle sind und  $M_0$  das Moment im Schnitt  $x$  am Balken ohne Querträger infolge der vollen Last darstellt. Für den zweiten Momentenanteil  $M'q'$  ist  $M'$  das Moment im Schnitt  $x$  am durchlaufenden, mit vollem  $P$  belasteten Balken  $BbB'$ . Der Wert  $q'$  ist für  $P$  über dem Mittelträger  $(1 - q_{bb})$  und für  $P$  über dem Randträger  $-q_{ba}$  oder  $-q_{bc}$ , dazwischen darf geradlinig verbunden werden, wenn die weitere Verteilung einer Einzellast durch die Deckplatte über den Trägern vernachlässigt wird. Für  $q'$  wird also eine zweite Quereinflußlinie benötigt, die aus der negativ aufgetragenen ersten Querverteilungslinie hervorgeht, indem am untersuchten Träger von den benachbarten Trägern ab die Linie um 1 gesenkt wird. Die zweite Querverteilungslinie wird  $q'$ -Linie genannt (Abb. 20).

Die Summe der Ordinaten  $q'$  unter den Trägern (bei verschiedenem  $J$  ist  $\Sigma rq'$  zu bilden) muß gleich Null sein, weil bei gleicher Last auf jedem Hauptträger die Durchbiegungen gleich werden und der Querträger keine Last überträgt. Die positiven und negativen  $q'$ -Flächen heben sich auf, wenn am Randträger die Deckplatte um  $a/2$  auskragt.

Um das Auswerten der allseitig gekrümmten Einflußflächen zu vermeiden, wird man so vorgehen, daß Einzellasten mit den zugehörigen





Querverteilungsordinaten  $q$  und  $q'$  multipliziert, d. h. querverteilt und dann auf den normalen Einflußlinien für  $M_0$  und  $M'$  ausgewertet werden. Gleichmäßig verteilte Last wird entsprechend behandelt. Man muß also außer den beiden Quereinflußlinien für jeden Hauptträger zu jedem Schnitt die zwei Einflußlinien des Balkens ohne Querträger und des am Querträger unnachgiebig gestützten durchlaufenden Trägers (mit Griotschen

oder Angerschen Tabellen) aufzeichnen und kann dann die Momente  $M_x$  unter beliebigen ruhenden oder beweglichen Lasten bestimmen<sup>6)</sup>.

Wer die Momentenlinien ohne die Berücksichtigung der Querverteilung gewöhnt ist, muß sich auf den Verlauf der Größtmomentenlinien an Trägerrosten erst umstellen. In Abb. 21 sind deshalb die Momente im Trägerrost für einige Stellungen der Last  $P=1$  auf dem Mittelträger aufgetragen. Abb. 22 zeigt die Linie der Größtmomente am Mittelträger, die unter der auf dem Mittelträger wandernden Last nacheinander entstehen. Die Größtwerte treten je nach dem Wert  $q_{bb}$  zwischen  $1/5$  und  $1/2$  auf. Die genaue Lage des Größtwertes kann aus der Gleichung für  $M$  an der Stelle  $\alpha l$  mit den Angaben der Abb. 14 und dem auf Seite 539 gegebenen Wert für  $X_0$  bestimmt werden:

$$M_\alpha = P \left[ (1-\alpha) - \frac{1}{2} (-4\alpha^3 + 3\alpha)(1-q_{bb}) \right] \alpha l$$

Für den Ort des Größtwertes muß sein

$$\frac{dM_\alpha}{d\alpha} = 0 = 16\alpha^3(1-q_{bb}) + 2\alpha(3q_{bb}-5) + 2$$

Der Ort  $\alpha$  des Größtmomentes ist aus dieser Gleichung in Abhängigkeit von  $q$  in Abb. 23 aufgetragen. Bei Vernachlässigung des ersten Gliedes mit  $\alpha^3$  ergibt sich einfach

$$\alpha = \frac{1}{(5-3q_{bb})}$$

Auch ein schmaler Streifen gleichmäßig verteilter Last ergibt eine der Abb. 22 ähnliche Momentenlinie an einem Trägerrostträger. Man kann sich die Momentenfläche entstanden denken als Differenz der  $M_0$ -Parabel mit Pfeilhöhe  $\frac{1}{8} \cdot p l^2$  und des Momentendreiecks, das durch die nach oben gerichtete Querträgerkraft  $X_b$  erzeugt wird (Abb. 24). Da am Querträger  $M'$  negativ ist, geht die  $M_0 q$ -Linie hier nicht durch die nach innen gerichtete Spitze der Momentenlinie. Die Zuschläge  $\Delta M$  zur  $M_0 q$ -Linie können in Kurven aufgetragen werden, so daß z. B. im Hochbau die  $M'$ -Einflußlinien nicht gezeichnet und ausgewertet werden müssen.

Je breiter der Laststreifen ist, um so weniger ausgeprägt werden die Momentenausbauchungen zwischen den Querträgern, weil nicht mehr die Einflußordinaten  $q_{rr}$  bzw. der Wert  $q' = (1-q_{rr})$  maßgebend sind, sondern die Verhältnisse  $q$  bzw.  $q'$  des Lastanteils eines Trägers, der durch Auswertung der  $q$ - bzw.  $q'$ -Linie für die Lastbreite erhalten wird, zum Lastanteil des Trägers bei gelenkig angeschlossenen Querträgern (keine Querverteilung, Abb. 25). Wird die ganze Breite des Trägerrostes mit Auskragungen um  $a/2$  an den Rändern gleichmäßig belastet, so wird  $q=1$  und  $q'=0$ , d. h. die Momentenlinie geht in die  $M_0$ -Parabel über.

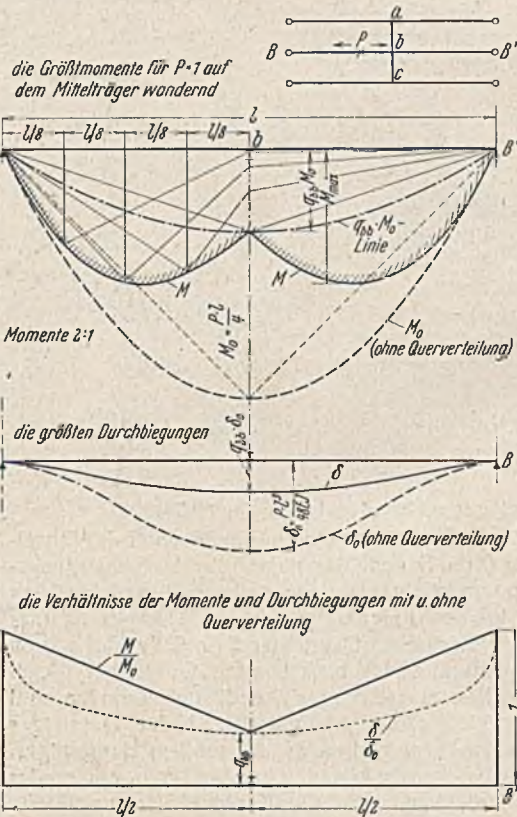


Abb. 22. aufgezeichnet für  $q_{bb} = 0,340$

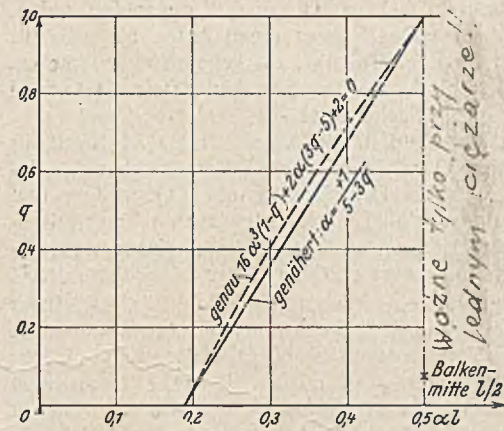


Abb. 23. Der Ort des größten Momentes an Trägerrosten mit einem Querträger unter einer wandernden Einzellast.

Trägerrostes mit Auskragungen um  $a/2$  an den Rändern gleichmäßig belastet, so wird  $q=1$  und  $q'=0$ , d. h. die Momentenlinie geht in die  $M_0$ -Parabel über.

<sup>6)</sup> Siehe das anschließende Beispiel weiter unten.

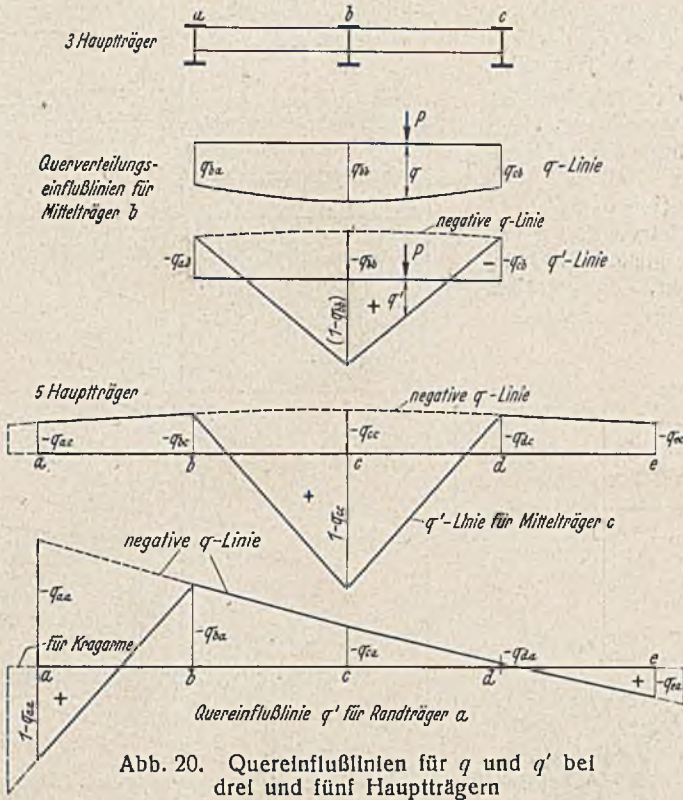


Abb. 20. Quereinflußlinien für  $q$  und  $q'$  bei drei und fünf Hauptträgern

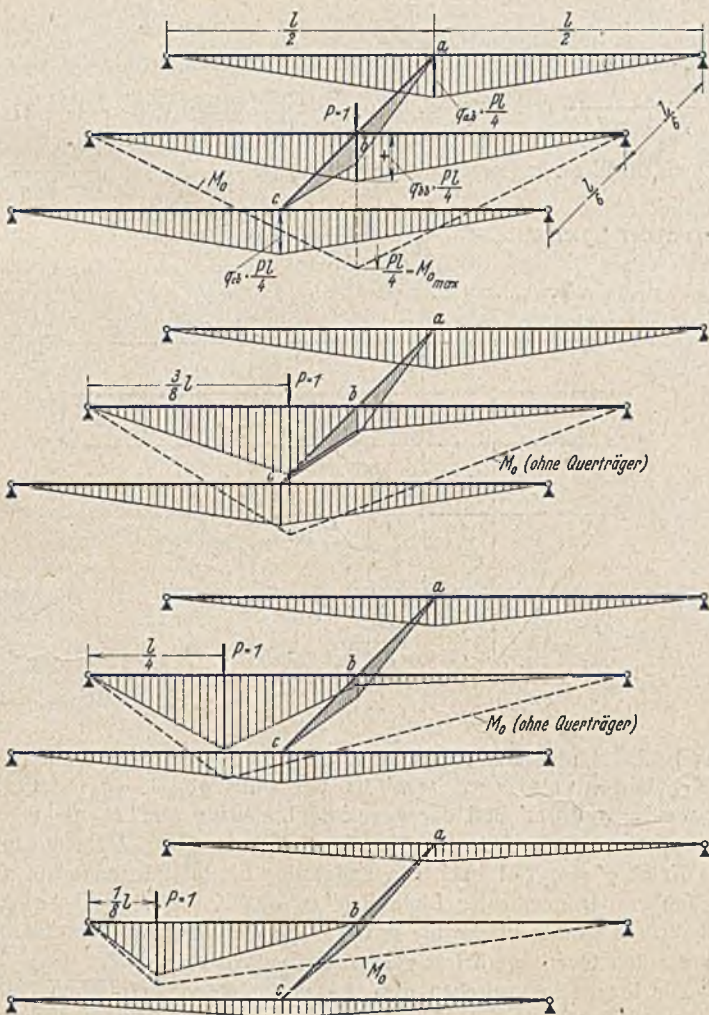


Abb. 21. Momente am Trägerrost mit drei Haupt- und einem Querträger infolge der Last  $P=1$ .  $q_{bb} = 0,340$ ,



Querkräfte.

Für die Querkräfte gelten die gleichen Beziehungen wie für die Momente, weil  $Q = dM/dx$  ist. Es muß also sein

$$Q = Q_0 q + Q' q'$$

wobei  $Q_0$  die Querkraft am Balken ohne Querträger und  $Q'$  die Querkraft am durchlaufenden Balken ist, der auch am Querträger unnachgiebig gestützt ist. Steht die Last  $P$  unmittelbar neben dem Querträger, so baut sich am Hauptträger zwischen Last und Querträger eine hohe Querkraft auf (Abb. 26), die den Wert  $P(1 - q_{bb}/2)$  erreicht und wesentlich größer sein kann als die Querkraft des freien Balkens in Balkenmitte mit  $P/2$ .

Wandert die Last  $P$  auf einem Hauptträger, so entstehen die in Abb. 26 ebenfalls dargestellten Linien der größten Querkräfte.

Die Einflußlinien der Querkräfte und Auflagerdrücke erhält man wie die Einflußlinien für die Momente als Summe der mit  $q$  multiplizierten  $Q_0$ -Einflußlinie und der mit  $q'$  multiplizierten  $Q'$ -Einflußlinie. Für Randträger kann unter mehreren Lasten die Auflagerkraft oder Querkraft größer werden als am freien Einzelbalken, weil wegen der negativen  $q$ -Werte die Summe der positiven größer als Eins ist.

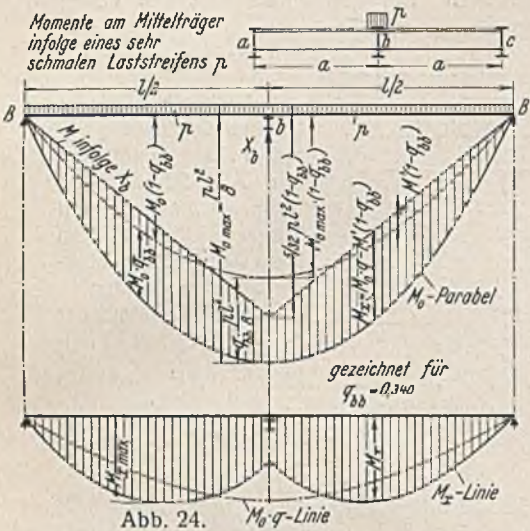


Abb. 24.  $M_0$ - $q$ -Linie

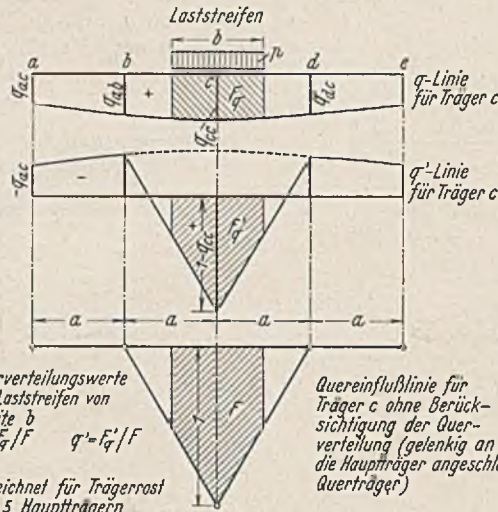


Abb. 25.

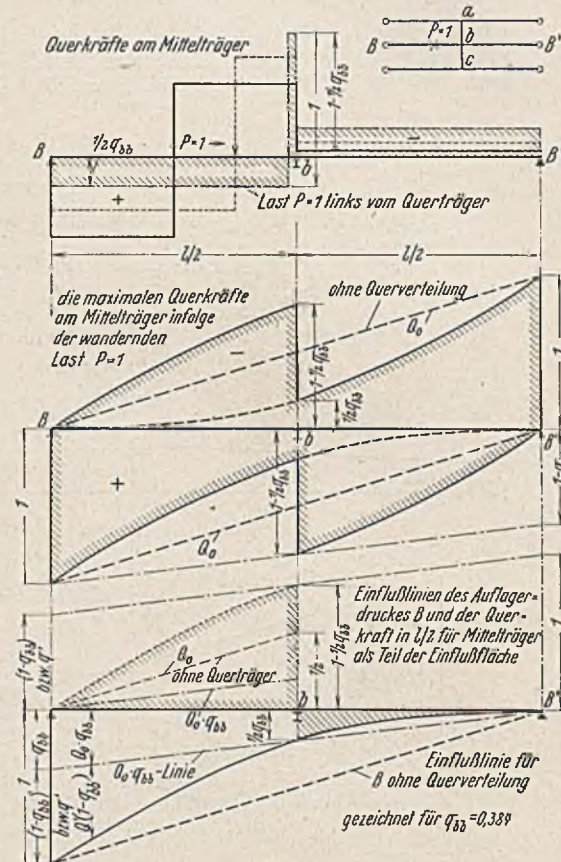


Abb. 26.

Der Trägerrost mit mehr als einem Querträger.

Bei Trägerrosten mit mehr als einem Querträger ist unter der Einzelast  $P$  über einem Querträger die Summe der inneren Knotenübertragungskräfte  $X$  an diesem Querträger allein nicht mehr gleich  $P$ , weil auch an den anderen Querträgern kleine Knotenkräfte wirken. Deshalb ist hier streng genommen an einem elastischen Querträger  $\sum r q \neq 1$ . Bei starren Querträgern sind die Knotenkräfte der benachbarten Querträger gleich Null, bei elastischen Querträgern nehmen sie endliche Werte an und werden um so größer, je kleiner der Steifigkeitsgrad der Querträger (kleines Querträger-Trägheitsmoment verbunden mit großem Hauptträgerabstand) ist. Da jedoch aus konstruktiven Gründen gern ein großer Steifigkeitsgrad gewählt wird, kann man die Knotenübertragungskräfte der benachbarten Querträger meist vernachlässigen und die Querverteilungszahlen genähert aus den beim Trägerrost mit einem Querträger angeführten Bedingungen ermitteln. Diese Querverteilungszahlen geben ohne Zweifel auch bei mehreren Querträgern einen guten Maßstab für die Lastverteilung und sind im folgenden Teil als bekannt angenommen. Die Größe des begangenen Fehlers zu erforschen und damit die Grenze dieses Verfahrens festzulegen, ist Sache einer späteren Arbeit.

Unter dieser Voraussetzung kann der im vorstehenden Abschnitt für den Trägerrost mit nur einem Querträger geführte Beweis über die Zusammenhänge zwischen dem freien Grundsystem ohne Querträger und dem an den Querträgern unnachgiebig gestützten gedachten Tragwerk in Abhängigkeit von den Querverteilungszahlen in allgemeinerer und einfacherer Form für Trägerroste mit mehreren Querträgern erbracht werden<sup>7)</sup>.

Das Einflußliniensystem für ein Moment im Punkt  $m$  an einem Tragwerk wird durch die Herstellung des Drehwinkels  $\varphi = 1$  in  $m$  erzeugt. Betrachten wir zunächst einen Trägerrost mit zwei symmetrisch angeordneten Querträgern und drei Hauptträgern. Der mittlere Hauptträger sei in  $m$  um den Winkel  $\varphi = 1$  geknickt und in  $B_1$  und  $B_2$  von den Querträgern losgelöst (Abb. 27). Die geknickte Linie  $Bm'B_3$  ist dann die Einflußlinie für  $M_m$  am einfachen Balken  $BB_3$ . Bei  $B_1$  und  $B_2$  sind Lücken  $\eta_1$  und  $\eta_2$

<sup>7)</sup> Die folgende Beweisart, insbesondere die Fehlerkorrektur bei mehr als zwei Querträgern, zeigt am Fall zweier unsymmetrischer Querträger, wurde von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Krabbe angegeben, der vor dem Erscheinen die vorliegende Arbeit im Auftrage der Deutschen Reichsbahn zu prüfen hatte. Die Aufnahme der wertvollen Erweiterung in diese Arbeit geschieht mit der dankenswerten Zustimmung von Dr.-Ing. Krabbe.

durch paarweise Kräfte  $X_{b1}$  und  $X_{b2}$  zu schließen, um die Einflußlinie unter dem Träger  $BB_3$  im Rost als Biegelinie des geknickten Stabes zu erhalten.

Die Querverteilungszahlen  $q_{bb1}$  und  $q_{bb2}$  seien durch Rechnung oder Messung bekannt. Der Symmetrie wegen ist  $q_{bb1} = q_{bb2} = q_{bb}$ . Nach der Begriffsbestimmung der Querverteilungszahlen entfällt von einer Last  $P$  in  $B_1$  der Teil  $Pq_{bb}$  auf den Träger  $BB_3$  und  $P(1 - q_{bb})$  auf die restlichen Träger.  $Pq_{bb}$  am losgelösten Hauptträger allein und  $(1 - q_{bb})P$  am übrigen Rost geben somit gleiche Durchbiegungen, entsprechend

geben die paarweise gleichen Kräfte  $X_b$  Durchbiegungen, die sich wie  $\frac{1}{q_{bb}} : \frac{1}{1 - q_{bb}}$  verhalten, d. h. die beim Schließen der Lücke  $\eta_1$  entstehenden Wege müssen sich verhalten wie  $\frac{B_1 B_1''}{B_1' B_1''} = \frac{q_{bb}}{1 - q_{bb}}$  und wegen der Symmetrie  $\frac{B_2'' B_2}{B_2' B_2''} = \frac{q_{bb}}{1 - q_{bb}}$ .

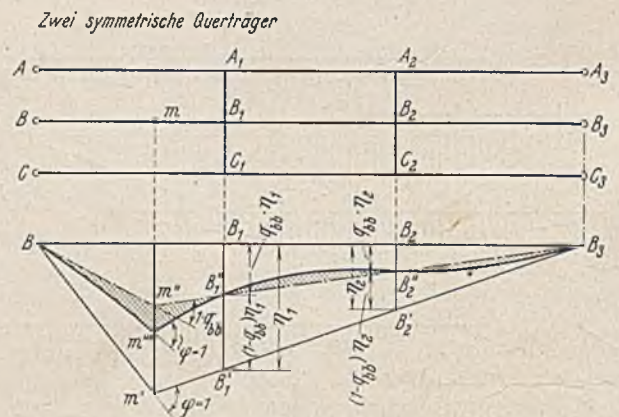


Abb. 27.

Das bedeutet, daß die Punkte  $B_1''$  und  $B_2''$  auf einer Geraden liegen, die  $\eta_1$  und  $\eta_2$ , also auch  $m m'$  im Verhältnis  $q_{bb}/(1 - q_{bb})$  teilt, also ist  $m m'' = q_{bb} m m'$  und der geknickte Linienzug  $Bm''B_3$  die mit  $q_{bb}$  multiplizierte Einflußlinie für  $M_m$  am einfachen Balken  $BB_3$ , die in  $m''$  den Knick  $\varphi' = q_{bb} \cdot 1$  hat. Die endgültige Einflußlinie hat also in  $m''$  gegenüber der geknickten Linie  $Bm''B_3$  den Knick  $\varphi'' = (1 - q_{bb})$ , so daß die schraffierte Fläche die mit  $(1 - q_{bb})$  multiplizierte Einflußfläche des auf den Querträgern fest gelagerten Balkens sein muß.

Die Restfläche zwischen der  $M_0$ -Einflußlinie des einfachen Balkens und der Einflußlinie für  $M_x$  am Trägerrost ist die Differenz der mit  $(1 - q_{bb})$  multiplizierten  $M_0$ -Einflußlinie und der mit  $(1 - q_{bb})$  multiplizierten  $M'$ -Einflußlinie. Diese Restfläche stellt die Summe der Einfluß-



flächen für  $M_x$  unter den übrigen Hauptträgern dar, weil an jeder Stelle die Summe der Einflußordinaten unter allen Hauptträgern gleich der Einflußordinate am einfachen Balken sein muß, denn wenn alle Hauptträger je mit  $P = 1$  belastet sind, wird die Rostwirkung gar nicht in Anspruch genommen, sofern alle Träger gleiches  $J$  haben. Die  $M_0$ - und  $M'$ -Einflußlinien, je mit  $q_{ab}$  bzw.  $q_{cb}$  multipliziert und voneinander abgezogen, ergeben aber die Restfläche, weil  $(1 - q_{bb}) = q_{ab} + q_{cb}$ . Bei verschiedenen oder mehreren Hauptträgern verteilt sich die Restfläche entsprechend den für die einzelnen Träger ermittelten  $q_{rr}$ -Werten.

Die Beziehung  $M_x = M_0 q + M' q'$  gilt also auch bei zwei symmetrischen Querträgern, vorausgesetzt, daß die  $q$  richtig sind. Wie aber werden die Zusammenhänge, wenn die Querträger nicht symmetrisch, also  $q_1$  nicht gleich  $q_2$  sind?

Am ersten Querträger (Abb. 28) wird wie zuvor

$$B_1 B_1'' = \eta_1 q_{bb_1}$$

am zweiten Querträger wird  $B_2 B_2'' = \eta_2 q_{bb_2}$ . Zieht man nun die Gerade  $B_3 B_1'' m''$ , so kann  $B_2''$  nicht auf dieser Geraden liegen, die ja auf  $B_2 B_2'$  den Abschnitt  $B_2 B_2''' = \eta_2 q_{bb_2}$  abschneidet. Offensichtlich ist die Abweichung

$$B_2'' B_2''' = \eta_2 (q_{bb_2} - q_{bb_1})$$

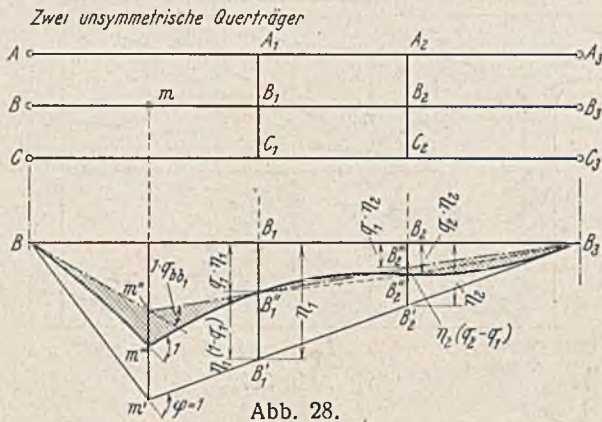


Abb. 28.

Der früher gefundene Satz über die Zusammensetzung der  $M_0 q$ - und  $M' q'$ -Einflußlinien gilt demnach, wenn die  $M' q'$ -Einflußlinie des an den Querträgern gestützten Balkens am zweiten Querträger für den Fall einer zuvor gesenkten Stütze  $B_2'''$  gezeichnet wird und die Multiplikatoren  $q_{bb_1}$  bzw.  $q' = (1 - q_{bb_1})$  den Querverteilungslinien des ersten Querträgers entnommen werden. Die Größe der Stützensenkung am zweiten Querträger ist  $\eta_2 (q_{bb_2} - q_{bb_1})$ . Für die restlichen Träger sind die Faktoren wie früher  $q_{ab_1}$  oder allgemein  $q_{rb_1}$ , wobei die korrigierende Stützensenkung für die  $M'$ -Einflußlinie bleibt.

Die für die Praxis vorgeschlagene Auswertung der  $M_0$ - und  $M'$ -Einflußlinien mit den auf den  $q$ - und  $q'$ -Linien querverteilten Lasten kann also beibehalten werden, wenn bei Wahl der Quereinflußlinien des ersten Querträgers die  $M'$ -Einflußlinien unter Berücksichtigung einer zuvor angebrachten Senkung der zweiten Querträgerstütze um den Betrag

$$\frac{\eta_2 (q_{bb_2} - q_{bb_1})}{(1 - q_{bb_1})}$$

gezeichnet werden. Ist  $q_{bb_2} > q_{bb_1}$ , dann müssen die positiven  $M'$  größer werden, weil eine Stützensenkung unten Zug erzeugt (Abb. 29).

Was für zwei unsymmetrische Querträger gezeigt wurde, gilt allgemein für mehrere Querträger, deren Querverteilungszahlen verschieden sind. Bei vielen Querträgern 1, 2, 3 ... werden die Stützensenkungen der  $M'$ -Einflußlinien, wenn von der Querverteilung des Querträgers 1 ausgegangen wird,

$$\begin{aligned} \text{am Querträger 2} & \frac{\eta_2 (q_{bb_2} - q_{bb_1})}{(1 - q_{bb_1})}, \\ \text{am Querträger 3} & \frac{\eta_3 (q_{bb_3} - q_{bb_1})}{(1 - q_{bb_1})}. \end{aligned}$$

Dabei geht man am besten von einem mittleren Querträger aus, damit die Differenzen der nach den Auflagern hin wachsenden  $q_{rr}$ -Werte positiv werden. Die Querverteilungseinflußlinien für den Querträger 1 gelten dann auch im Bereich der anderen Querträger.

Was für die Momente abgeleitet wurde, gilt auch für die Querkräfte.

### Die genäherte mittlere Querverteilung bei Trägerrosten mit mehr als zwei Querträgern.

Die durch die Stützensenkungen bei den  $M'$ -Einflußlinien entstehenden Momentenanteile  $M' q'$  sind im Vergleich zur Summe  $M_0 q + M' q'$  gering, wenn die Querverteilungszahlen der einzelnen Querträger nicht viel voneinander abweichen. Wenn man die Verschiedenheit der  $q_{rr}$ -Werte vernachlässigen kann, dann genügt zur Berechnung des Trägerrosts mit mehr als zwei Querträgern die Kenntnis der Querverteilungszahlen des mittleren Querträgers. Um über die Größe der Vernachlässigung Aufschluß zu bekommen, wurden die Querverteilungszahlen von Trägerrosten mit drei, vier und fünf Querträgern durch Messung an Modellen wie beim Trägerrost mit einem Querträger bestimmt. In Abb. 30 sind die Querverteilungslinien maßstäblich aufgezeichnet, so daß die Abweichungen beurteilt werden können. Die Querträger werden vom Auflager her gezählt. Die Einzellast steht jeweils über dem betrachteten Querträger. Die Abweichungen betragen bei drei Querträgern 3 bis 7% und sind für die Randträger kleiner als für die Mittelträger.

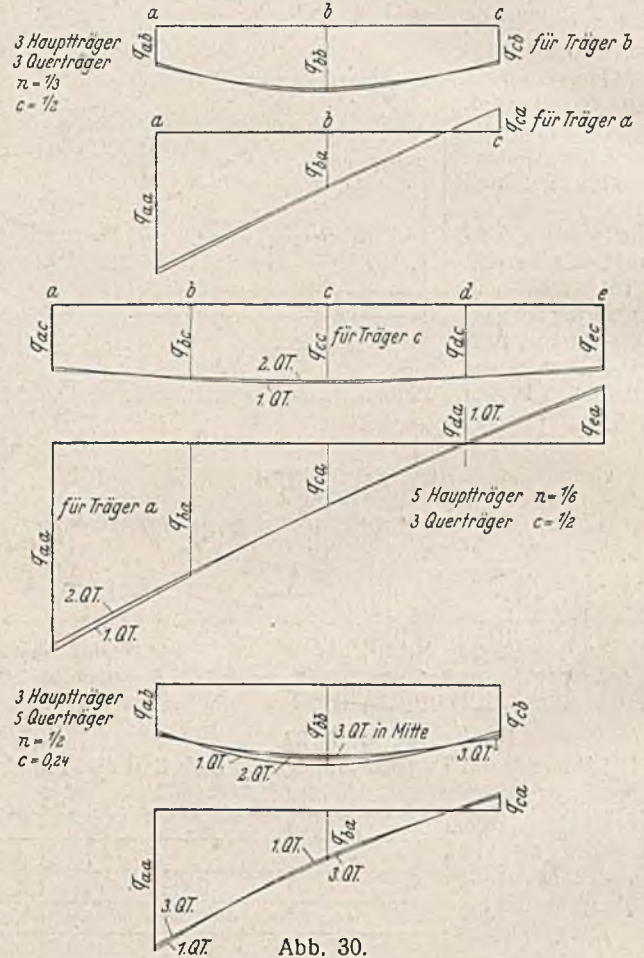


Abb. 30.

### Querverteilungslinien bei mehr als zwei Querträgern.

Bei fünf Querträgern nimmt die Querverteilung vom mittleren zum zweiten Querträger kaum ab (bis 2%), wohl aber vom zweiten zum ersten Querträger (bis 9%).

Später wird gezeigt, daß der Einbau von mehr als fünf lastverteilenden Querträgern zwecklos ist, weshalb auf die Untersuchung von Trägerrosten mit mehr als fünf Querträgern verzichtet wird.

Da man möglichst richtige Größtwerte der Momente will, die durch Lasten nahe der Mitte der Spannweite hervorgerufen werden, geht man von der Querverteilung der mittleren Querträger aus. Gegen das Auflager zu erhält man dann entsprechend den zu kleinen mittleren Querverteilungszahlen zu kleine  $M_0 q$ , aber zu große  $M' q'$ . Der Fehler gleicht sich insbesondere für die Schnitte zwischen den Querträgern, die für die Bemessung maßgebend sind, einigermaßen aus. Durch die ausschließliche Benutzung der Querverteilungszahlen eines mittleren Querträgers begeht man also in bezug auf die Größtmomente kaum einen Fehler (bis 2%), und der Fehler im Bereich der kleinen Momente der Außenfelder wird nur ein Bruchteil der Verschiedenheit der  $q_{rr}$ -Werte, und zwar bei Mittelträgern bis etwa 4% und bei Randträgern bis rd. 3% betragen. Bei den Querkräften stellen sich allerdings die größeren Fehler bei den Größtwerten in den Außenfeldern ein. Abweichungen in den genannten Grenzen sind aber im Hinblick auf die Berechnungsgrundlagen unbedenklich.

Trägerroste mit mehr als zwei symmetrischen Querträgern dürfen also mit hinreichender Genauigkeit mit den Querverteilungszahlen des mittleren Querträgers allein berechnet werden.



Von dieser Näherung wird man Gebrauch machen, wenn die Querverteilungszahlen aus den später angegebenen fertigen Formeln errechnet werden. Wird ein Modell des Trägerroste hergestellt, so empfiehlt es sich, in jedem Einzelfall nachzuprüfen, wie groß die Verschiedenheiten der  $q_{rr}$  der einzelnen Querträger sind, weil die Werte ohne Mühe gemessen werden können. Man kann dann von Fall zu Fall entscheiden, ob mit der mittleren Querverteilung allein gerechnet wird. Manchmal können die Querverteilungslinien auch einfach gemittelt werden.

Eine weitere Vereinfachung der Berechnung bei drei und mehr Querträgern ergibt sich daraus, daß die Ordinaten der  $M'$ -Einflußlinien in den

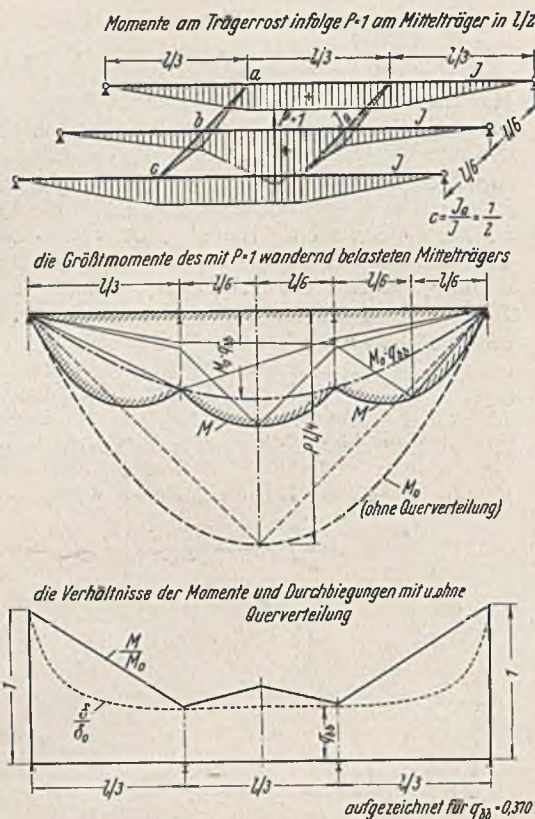
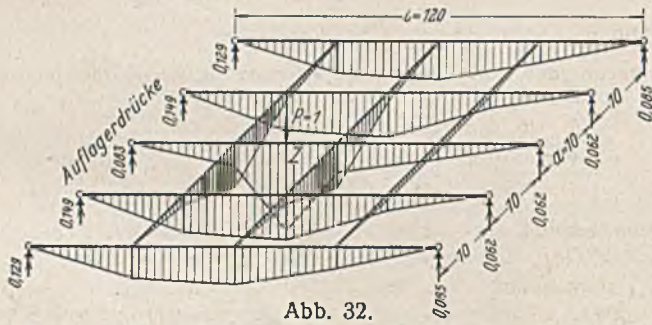


Abb. 31. Momente am Trägerrost mit zwei Querträgern.



Die Momente am Trägerrost infolge der Einzellast  $P=1$  in Z.

Feldern neben dem Schnitt schon so klein werden, daß es genügt, die  $M'q'$  nur für das Feld des Schnittes zu bestimmen.

Zur besseren Anschauung seien noch durch Modellmessung bestimmte Momentenverteilungen und Größtmomentenlinien an Hauptträgern von Trägerrosten mit zwei und drei symmetrischen Querträgern infolge einer auf dem betreffenden Hauptträger wandernden Einzellast gezeigt (Abb. 31 u. 32). Es entstehen zwischen den Querträgern Momentenbäuche und an den Querträgern nach einwärts gekehrte Momentenspitzen, die bei zwei symmetrischen Querträgern genau auf der  $M_0q$ -Linie liegen, weil dort  $M'q' = 0$  ist ( $P$  über einer festen Stütze!) und weil die Querverteilungszahlen an beiden Querträgern gleich sind. Dünn eingezeichnet

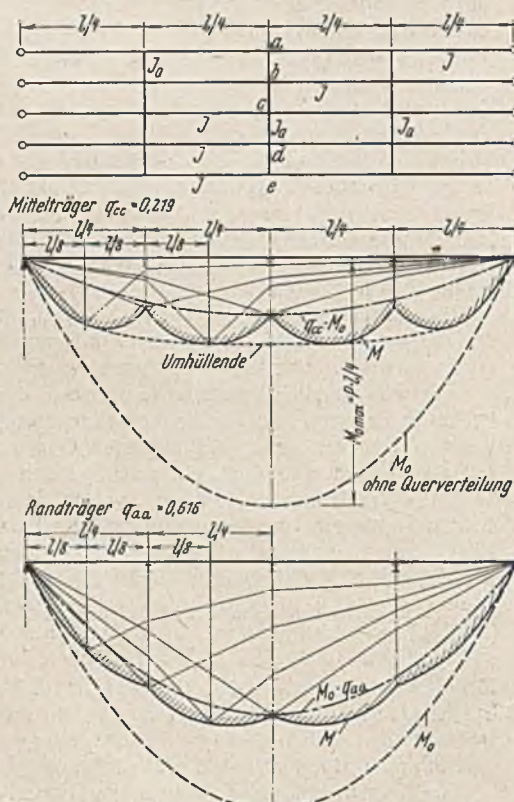


Abb. 32a. Größtmomente am Mittel- und Randträger infolge der auf diesen Trägern wandernden Einzellast  $P=1$ .

sind die den wichtigsten Laststellungen entsprechenden Momentenlinien. Schon bei drei Querträgern weicht die  $M_0q$ -Linie unter den äußeren Querträgern von den tatsächlichen Momenten ab, obwohl dort  $M'q' = 0$  ist, weil die Querverteilungszahlen der äußeren Querträger von denen des inneren Querträgers verschieden sind.

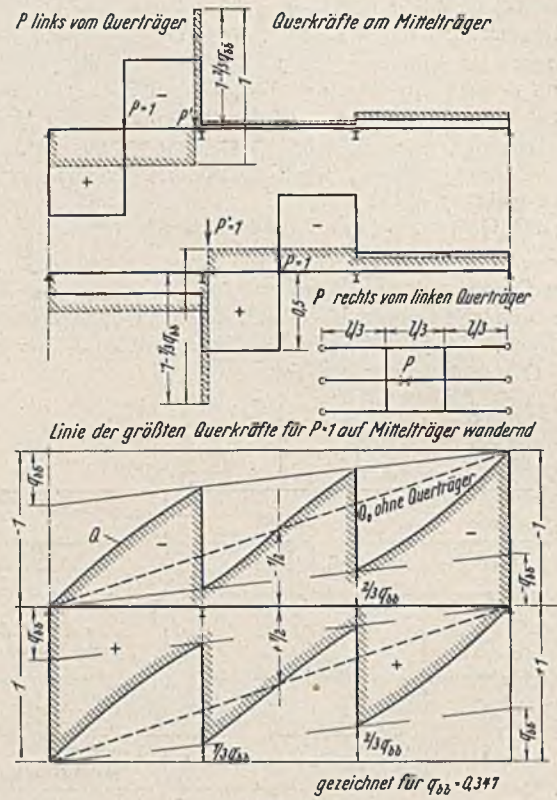


Abb. 33 u. 34. Querkräfte und Einflußlinien der Querkräfte am Trägerrost mit zwei Querträgern.

Die Ausbauchungen der Momentenlinien zwischen den Querträgern sind bei Einzellasten am größten und werden durch gleichzeitig vorhandene verteilte Lasten gemildert. Die Größtmomentenlinien fertig berechneter Brücken z. B. werden demnach keine so kräftigen Ausbauchungen zeigen, wie sie in Abb. 31 u. 32 dargestellt sind. Auch bei weichen Trägerrosten, bei denen also  $q_{rr}$  groß ist, werden die Ausbauchungen kleiner.

Noch ungewohnter als die Momentenlinien sind die Linien der größten Querkräfte an einem Trägerrostbalken infolge einer wandernden Einzellast, die sägezahnartig verlaufen und an jedem Querträger eine hohe Spitze aufweisen (Abb. 33 u. 34). Auch hier liegen bei zwei Querträgern die Spitzen der Sägezähne auf den  $q_{Q_0}$ -Linien, während sie bei drei



Querträgern wegen der Verschiedenheit der  $q_{rr}$  von diesen Linien abweichen. Bei kleinen  $q$ -Werten, also bei kräftiger Lastverteilung, werden die Querkraften im Trägerrostbalken erheblich größer als am freien Balken, wie der Vergleich mit der  $Q_0$ -Linie zeigt.

In Abb. 34 sind außerdem Einflußlinien der Querkraften an Schnitten des mittleren von fünf Hauptträgern ( $q_{cc} = 0,219$ ) gezeichnet, die bekanntlich als Summe der  $Q_0 q_{cc}$ - und der  $Q'(1 - q_{cc})$ -Einflußlinien erhalten werden. Die genauen Einflußlinien weichen zwar wegen der verschiedenen  $q_{cc}$  von diesen Linien ab. In den meisten praktischen Fällen genügt sogar die noch weitergehende Vereinfachung gerader Verbindungslinien für die Einflußlinien der Querkraften bei drei und mehr als drei Querträgern (Abb. 35). Wenn z. B. im Hochbau keine Einflußlinien gezeichnet werden sollen, dann kann man die am Balken ohne Querträger errechnete Querkraft  $Q_0$  mit dem zum Laststreifen gehörigen  $q$  multiplizieren und um den genäherten Zuschlag  $Q'q'$  vermehren, wobei  $Q'$  als Querkraft des Balkens auf zwei Stützen von der Spannweite  $\lambda$  (Querträgerabstand) ermittelt wird. Diese Näherung wird um so besser, je kleiner  $q'$  ist.

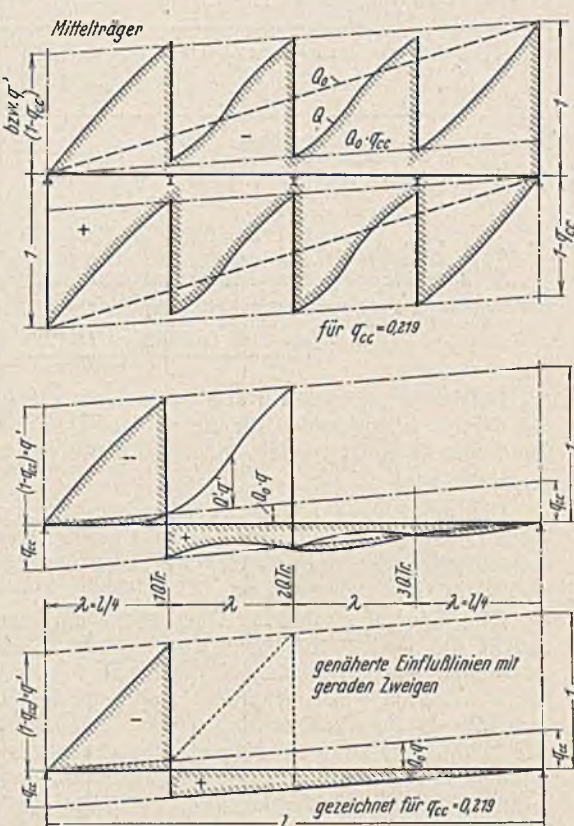


Abb. 35. Größte Querkraften unter der wandernden Last  $P=1$  und Einflußlinien der Querkraften am Trägerrost mit drei Querträgern.

Die Veränderlichkeit der Querverteilung eines außerhalb der Trägermitte liegenden Querträgers.

Für die Beurteilung der Querverteilungsleistung eines Querträgers nach seiner Lage wird die Abnahme der Querverteilung eines von  $l/2$  nach dem Auflager zu wandernden Querträgers untersucht (Abb. 36). Eine Abnahme ist ohne weiteres zu erwarten, weil die querverteilernde Wirkung eines Querträgers von der Durchbiegungsdifferenz der Hauptträger abhängt, und diese nimmt nach dem Auflager hin ab.

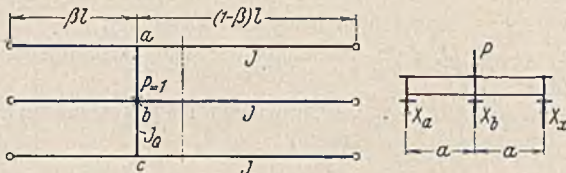


Abb. 36.

Die Durchbiegung eines freien Trägers an der Stelle  $\beta$  für Last  $P$  in  $\beta$  ist

$$\delta_\beta = \frac{P \beta^3}{3 EJ} \cdot \beta^2 (1 - \beta)^2 \quad (\text{aus der Gleichung der elastischen Linie}).$$

Das Gleichgewicht am Querträger bedingt bei  $X_a = X_c$

$$P = 2 X_a + X_b.$$

Die Durchbiegung des Mittelträgers in  $b$  ist

$$\delta_b = \frac{X_b l^3}{3 EJ} \cdot \beta^2 (1 - \beta)^2 = \frac{X_b l^3}{3 EJ} \cdot f,$$

wenn zur Abkürzung  $f = \beta^2 (1 - \beta)^2$  gesetzt wird.

Die gleiche Durchbiegung läßt sich mit den Lasten am Querträger ausdrücken zu

$$\delta_b = \frac{X_a l^3}{3 EJ} \cdot f + \frac{(P - X_b) a^3}{6 EJ_Q}.$$

Die beiden Ausdrücke für  $\delta_b$  sind gleichzusetzen, wobei geschrieben wird

$$c = J_Q/J \quad n = 2 a/l.$$

Damit wird die dritte Gleichung für die Übertragungskräfte  $X_{a,b,c}$   
 $- 16 X_a f c + X_b (16 f c + n^3) = P n^3.$

Die Auflösung der Gleichungen gibt:

$$X_a = P \cdot \frac{8 f c}{24 f c + n^3} = P q_{ab} = X_c$$

$$X_b = P \cdot \frac{8 f c + n^3}{24 f c + n^3} = P q_{bb}$$

Die Querverteilungszahlen wurden für einen weichen, zwei mittelsteife und für einen beinahe starren Querträger zwischen  $\beta = 0$  und  $\beta = l/2$  ermittelt. Um die Veränderlichkeit der Querverteilung zu zeigen, wird die Querverteilungszahl für den in  $l/2$  liegenden Querträger ( $q_{ab}$ ) = 1 gesetzt und das Verhältnis

$$\frac{q_{ab\beta}}{(q_{ab})} \quad \text{für unbelastete Träger bzw.} \quad \frac{(1 - q_{bb})\beta}{(1 - q_{bb})}$$

für belastete Träger (die beiden Ausdrücke liefern für den gleichen Rost die gleichen Werte) in Abb. 37 aufgetragen. Für die Last  $P$  auf dem Randträger ergeben sich die gleichen Werte, weil  $q_{ba} = q_{ab}$  sein muß.

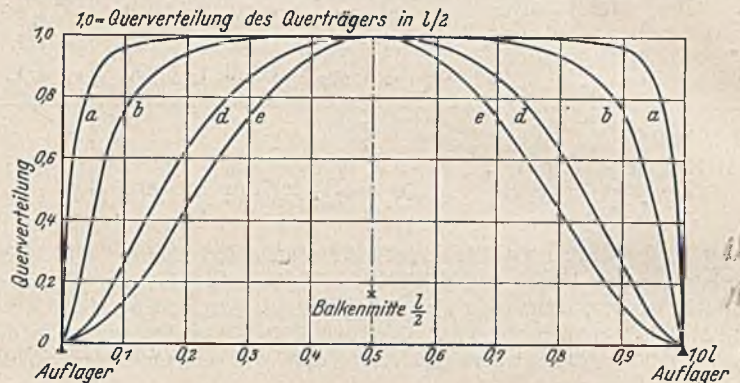


Abb. 37. Abnahme der Querverteilung eines von  $l/2$  zum Auflager wandernden Querträgers am Trägerrost mit drei Hauptträgern.

a) steifer Querträger	$c = 1$	$n = 0,2$	$q_{bb} = 0,336$
b) steifer Querträger	$c = 0,1$	$n = 0,2$	$q_{bb} = 0,372$
d) mittelsteifer Querträger	$c = 1$	$n = 1$	$q_{bb} = 0,600$
e) weicher Querträger	$c = 0,1$	$n = 1$	$q_{bb} = 0,915$

Man erkennt, daß selbst bei dem beinahe starren Querträger mit  $q_{bb} = 0,336$  ( $q_{bb}$  für starren Querträger = 0,333) die Querverteilung hinter  $\beta = 0,1$  stark absinkt. Bei den mittelsteifen Querträgern, die häufigen Ausführungen entsprechen, nimmt die Querverteilung schon bei 0,31 bis 0,41 rasch ab, hinter 0,21 ist die Querverteilung meist schon auf ein unbedeutendes Maß gesunken. Es hat also wenig Zweck, hinter 0,21 noch lastverteilende Querträger anzuordnen, auch wenn sie steif bemessen werden. Was für den einzigen Querträger gilt, würde noch deutlicher werden, wenn zu vorhandenen Querträgern weitere hinzugefügt würden. Das bedeutet aber bei gleichem Querträgerabstand, daß nicht mehr als vier bis fünf lastverteilende Querträger unabhängig von der Spannweite gewählt werden sollen. Die gezielte Querverteilung eines Querträgers ist in der Mitte der Spannweite am größten, die Anordnung eines Querträgers dort am wirksamsten. Bei gleichem Querträgerabstand sind demnach Trägerroste mit drei oder fünf Querträgern solchen mit zwei, vier oder sechs Querträgern vorzuziehen. Die Abnahme der Querverteilung bedeutet eine Verkleinerung der am Querträger wirkenden Kräfte. Der Querträger in  $l/2$  wird also am stärksten beansprucht.

Die gegenseitige Beeinflussung mehrerer Querträger.

Die einzige bis jetzt bekannte Methode, die gegenseitige Beeinflussung mehrerer Querträger und die Zunahme der Querverteilung gegenüber einem Querträger einigermaßen zu erfassen, hat Faltus mit dem „ideellen Querträger“ gegeben<sup>8)</sup>.

An Stelle der  $n$  Querträger mit dem Trägheitsmoment  $J$  wird an der Laststelle nur ein Querträger von ideellem Trägheitsmoment  $iJ$  eingesetzt, dessen Querverteilung gleich groß sein soll wie beim Zusammenwirken aller Querträger mit  $J$ . Der Faktor  $i$  ist nach Faltus (Abb. 38)

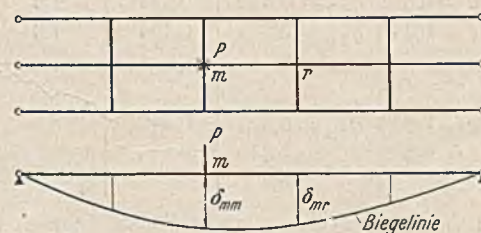


Abb. 38.

$$i_F = \frac{\sum \delta_{mr}}{\delta_{mm}}$$

Die Richtigkeit dieser Werte mußte bezweifelt

<sup>8)</sup> Faltus, Lastverteilende Querverbindungen. Bauing. 1927 u. 1928, und Z. d. Oe IAV. 1928.



werden, weil die für diesen Ansatz getroffenen mathematischen Voraussetzungen praktisch nie erfüllt sind. Es lag daher nahe, an Modellen die tatsächlichen  $i$ -Werte festzustellen, bis es gelingen wird, einen brauchbaren theoretischen Weg zu finden. Der Faltussche Wert muß sich als zu groß erweisen, weil nach Hinzufügen eines zweiten Querträgers die Biegelinie schon so verändert und angehoben ist, daß einem dritten Querträger nicht das dem  $\delta_{nr}$  entsprechende Maß der Querverteilung zufällt.

Aus Durchbiegungen von Trägerrostmodellen unter Lasten an den Knotenpunkten der am nächsten bei  $l/2$  liegenden Querträger wurden die folgenden  $i$ -Werte ermittelt:

Zwei Querträger in den Drittpunkten. Nach Faltus ist  $i_F = 1,874$ .

Art des Rostes		$q$ für einen Querträger in $l/2$	$q$ gemessen	$i$
drei Hauptträger	$n = 1/3 \quad c = 1/2$	$q_{bb} = 0,347$	0,348	1,0
"	$n = 1/3 \quad c = 1/2$	$q_{bb} = 0,364$	0,363	1,0
"	$n = 1/2 \quad c = 0,1$	$q_{bb} = 0,638$	0,602	1,2
"	$n = 0,4 \quad c = 1/2$	$q_{bb} = 0,386$	0,387	1,0
fünf	$n = 1/6 \quad c = 1/2$	$q_{cc} = 0,219$	0,220	1,0
Randlasten				
drei Hauptträger	$n = 1/2 \quad c = 0,1$	$q_{aa} = 0,908$	0,860	3,0
fünf	$n = 1/6 \quad c = 1/2$	$q_{aa} = 0,616$	0,612	1,5

Für Randlasten ist die Entlastung durch den zweiten Querträger stärker als für Lasten auf den Mittelträgern. Die kleinen  $i$  müssen gewählt werden, wenn man sich den Umstand verschiedener  $i$  für Rand- und Mittelträger ersparen will. Demnach leisten zwei Querträger in den Drittpunkten die gleiche Querverteilung wie ein Querträger in der Mitte der Öffnung.

Für zwei Querträger ist rund  $i = 1,0$ .

Drei Querträger in den Viertelpunkten. Nach Faltus ist  $i_F = 2,376$ .

Art des Rostes		$q$ für einen Querträger in $l/2$	$q$ gemessen	$i$
drei Hauptträger	$n = 1/3 \quad c = 0,5$	$q_{bb} = 0,364$	0,354	1,6
"	$n = 1 \quad c = 2$	$q_{bb} = 0,500$	0,436	1,8
"	$n = 1/2 \quad c = 0,1$	$q_{bb} = 0,638$	0,540	1,7
fünf	$n = 1/6 \quad c = 1/2$	$q_{cc} = 0,219$	0,215	1,5
Randlasten				
drei Hauptträger	$n = 1/3 \quad c = 0,1$	$q_{aa} = 0,840$	0,830	größer als bei starrem Querträger
"	$n = 1/2 \quad c = 0,1$	$q_{aa} = 0,908$	0,845	6,0
fünf	$n = 1/6 \quad c = 0,5$	$q_{aa} = 0,616$	0,581	größer als bei starrem Querträger

Drei kräftige Querträger vertellen Randlasten stärker als ein vollkommen starrer Querträger, was ein Beweis dafür ist, daß sich mit einem „ideellen“ Trägheitsmoment kein exakter Ausdruck für das Zusammenwirken mehrerer Querträger finden läßt.

Für drei Querträger ist rund  $i = 1,6$ .

Vier Querträger in gleichen Abständen. Nach Faltus ist  $i_F = 3,10$ .

Art des Rostes		$q$ für einen Querträger in $l/2$	$q$ gemessen	$i$
drei Hauptträger	$n = 1/3 \quad c = 0,5$	$q_{bb} = 0,364$	0,354	1,6
"	$n = 0,5 \quad c = 0,24$	$q_{bb} = 0,505$	0,434	1,8
Randlasten				
drei Hauptträger	$n = 1/2 \quad c = 0,24$	$q_{aa} = 0,875$	0,840	8
"	$n = 1/3 \quad c = 0,5$	$q_{aa} = 0,840$	0,818	größer als bei starrem Querträger

Die Querverteilung von vier Querträgern unterscheidet sich kaum von der mit drei Querträgern erzielten Wirkung.

Für vier Querträger ist rund  $i = 1,6$ .

Fünf Querträger in gleichen Abständen. Nach Faltus ist  $i_F = 3,668$ .

Art des Rostes		$q$ für ein Querträger in $l/2$	$q$ gemessen	$i$
drei Hauptträger	$n = 1/3 \quad c = 0,5$	$q_{bb} = 0,364$	0,350	2,0
"	$n = 0,5 \quad c = 0,24$	$q_{bb} = 0,505$	0,420	2,3
Randlasten				
drei Hauptträger	$n = 1/3 \quad c = 0,5$	$q_{aa} = 0,840$	0,810	größer als bei starrem Querträger
"	$n = 0,5 \quad c = 0,24$	$q_{aa} = 0,875$	0,820	desgl.

Weitere Messungen an Rosten mit fünf Querträgern sind gelegentlich erwünscht. Da es sicherer ist, mit niedrigem  $i$  zu rechnen, wird

für fünf Querträger  $i = 2,0$

angenommen.

Die so gefundenen  $i$ -Werte können für die genäherte Berechnung von Querverteilungszahlen für die mittlere Querverteilung bei mehreren Querträgern benutzt werden, indem an Stelle von  $c = J_Q/J$  der Wert  $i c$  eingesetzt wird.

Die gefundenen  $i$ -Werte weichen wesentlich von den Faltusschen Werten ab. Wie im vorigen Abschnitt gezeigt wurde, nimmt die Querverteilung an den weiter außen liegenden Querträgern ab, nach Faltus müßte das Gegenteil eintreten.

Eine ungerade Zahl von Querträgern mit einem Querträger in  $l/2$  verteilt die Lasten ebensogut wie die nächst höhere gerade Anzahl Querträger. Dies entspricht der früheren Feststellung, daß der Querträger in  $l/2$  am wirksamsten ist. Drei oder fünf Querträger sind demnach vier oder sechs Querträgern vorzuziehen. Die gerade Querträgerzahl verkleinert zwar die Momentenbäuche etwas mehr als die nächst niedrige ungerade Anzahl Querträger, weil die  $M'$  kleiner werden. Letzteres ist bei dem Vergleich von einem mit zwei Querträgern wichtig (Abb. 22 u. 31).

Die Randträger werden durch mehrere Querträger mehr entlastet als die Mittelträger. Da die Randträger unter Randlasten ungünstig beansprucht werden, kräftige Randträger also günstig sind, soll diese Mehr-entlastung als willkommene zusätzliche Sicherheit betrachtet und bei Ermittlung der Querverteilungszahlen nicht durch ein höheres  $i$  berücksichtigt werden.

Formeln für Querverteilungszahlen.

Obwohl die Herstellung der Modelle zur Messung der Querverteilungszahlen einfach ist, sollen für die vielen Fälle symmetrischer Trägerrost geschlossen Ausdrücke für die Querverteilungszahlen angegeben werden. Da die Querverteilungszahlen Einflußzahlen sind, die aus der Biegelinie des Querträgers infolge  $P = 1$  über einem Knoten errechnet werden können, macht die Lösung der Gleichungssysteme für Trägerrost mit einem Querträger keine besonderen Schwierigkeiten. Bei mehreren Querträgern wird mit dem ideellen Trägheitsmoment  $iJ$  die mittlere Querverteilung mit Hilfe der Formeln für einen Querträger genähert ermittelt.

Die Querverteilungszahlen hängen ab (Abb. 39):

1. von  $c = J_Q/J$ , dem Verhältnis der Trägheitsmomente der Quer- und Hauptträger;
2. von  $n = 2a/l$ , dem Verhältnis von Trägerabstand zu Spannweite, d. h. von der geometrischen Form.

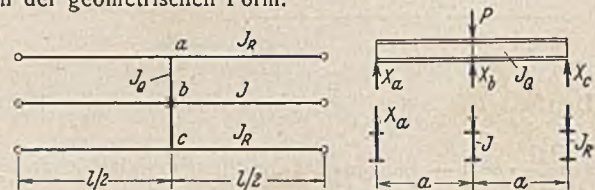


Abb. 39.

Diese beiden Abhängigkeiten lassen sich zusammenfassen im Steifigkeitsgrad

$$z = c/n^3$$

3. vom Verhältnis der Trägheitsmomente der Hauptträger untereinander. Im allgemeinen werden die Hauptträger gleich gemacht, verstärkte Randträger sind oft zweckmäßig, so daß das Verhältnis der Randträger zu den übrigen Hauptträgern mit dem Faktor  $r = J_R/J$  berücksichtigt werden soll. Sind alle Hauptträger verschieden, so wird am besten ein Modell angefertigt.

Die Querverteilungszahlen werden erhalten durch Aufstellung und Auflösung der Gleichungen des Trägerrostes für  $P$  über den einzelnen Knoten des Querträgers in  $l/2$ .



Querverteilungszahlen für Trägerroste mit drei Hauptträgern, verstärkte Randträger.

$$\left. \begin{aligned} q_{ab} &= \frac{z}{(2r + 2rz + z)} \\ q_{bb} &= \frac{2r + z}{(2r + 2rz + z)} \end{aligned} \right\} \text{für die Quereinflußlinie des Trägers } b \text{ (Last } P \text{ in } b).$$

$$\left. \begin{aligned} q_{aa} &= \frac{4r + 4rz + z}{4r + 4rz + 2z} \\ q_{ba} &= \frac{2rz}{4r + 4rz + 2z} \\ q_{ca} &= \frac{-z}{4r + 4rz + 2z} \end{aligned} \right\} \text{für die Quereinflußlinie des Trägers } a \text{ (Last in } a).$$

Bei drei gleichen Hauptträgern werden die Querverteilungszahlen mit  $r=1$ :

$$\left. \begin{aligned} q_{ab} &= \frac{z}{2 + 3z} & q_{bb} &= \frac{2 + z}{2 + 3z} \end{aligned} \right\} \text{für die Quereinflußlinie des Trägers } b,$$

$$\left. \begin{aligned} q_{aa} &= \frac{4 + 5z}{4 + 6z} \\ q_{ba} &= \frac{2z}{4 + 6z} \\ q_{ca} &= \frac{-z}{4 + 6z} \end{aligned} \right\} \text{für die Quereinflußlinie des Trägers } a.$$

Die Nenner sind für alle Querverteilungszahlen eines Rostes gleich, weil die Nennerdeterminante unabhängig von der äußeren Belastung ist.

Querverteilungszahlen für Trägerroste mit vier Hauptträgern, verstärkte Randträger  $J_R$ .

Der Nenner lautet:

$$N_4 = 15r + 48rz + 8z + 9r^2z^2 + 10z^2 + z^2/r.$$

$$\left. \begin{aligned} q_{aa} &= (15r + 48rz + 4z + 5z^2 + 9r^2z^2) : N_4 \\ q_{ba} &= r(9z + 6z^2 + 2z^2/r) : N_4 \\ q_{ca} &= r(-6z + 3z^2 - z^2/r) : N_4 \\ q_{da} &= (z - 4z^2) : N_4 \end{aligned} \right\} \text{für die Quereinflußlinie des Trägers } a,$$

$$\left. \begin{aligned} q_{ab} &= (9rz + 6rz^2 + 2z^2) : N_4 \\ q_{bb} &= (15r + 24rz + 8z + 5z^2 + z^2/r) : N_4 \\ q_{cb} &= (21rz + 4z^2) : N_4 \\ q_{db} &= (-6rz + 3rz^2 - z^2) : N_4 \end{aligned} \right\} \text{für die Quereinflußlinie des Trägers } b.$$

Vier Hauptträger, gleiche  $J$ , also  $r=1$ .

Nenner:

$$N_4 = 15 + 56z + 20z^2.$$

$$\left. \begin{aligned} q_{aa} &= (15 + 52z + 14z^2) : N_4 \\ q_{ba} &= (9z + 8z^2) : N_4 \\ q_{ca} &= (-6z + 2z^2) : N_4 \\ q_{da} &= (z - 4z^2) : N_4 \end{aligned} \right\} \text{für die Quereinflußlinie des Trägers } a,$$

$$\left. \begin{aligned} q_{ab} &= (9z + 8z^2) : N_4 \\ q_{bb} &= (15 + 32z + 6z^2) : N_4 \\ q_{cb} &= (21z + 4z^2) : N_4 \\ q_{db} &= (-6z + 2z^2) : N_4 \end{aligned} \right\} \text{für die Quereinflußlinie des Trägers } b.$$

Nenner und Zähler der Querverteilungszahl des belasteten Trägers ( $q_{aa}, q_{bb} \dots$ ) beginnen mit der gleichen reinen Zahl, die bei verstärkten Randträgern mit  $r$  multipliziert ist, weil für  $z=0$  ( $c=0$  oder  $n$  gegen  $\infty$ )  $q_{rr}=1$  werden muß (keine Querverteilung). Die bei der höchsten Potenz von  $z$  stehenden Zahlen in Zähler und Nenner geben für  $n=0$  oder  $c$  gegen  $\infty$  den  $q$ -Wert für den vollkommen starren Querträger.

Die geometrische Form, also das Verhältnis vom Hauptträgerabstand zur Spannweite, hat einen weit größeren Einfluß auf die Querverteilung als die Steifigkeit der Querträger, weil die  $n$ -Werte immer in dreimal höherer Potenz erscheinen als die  $c$ -Werte. Das bedeutet zum Beispiel, daß bei kleinem  $n$ , also kleinem Hauptträgerabstand im Vergleich zur Spannweite, schon schwache Querträger eine kräftige Querverteilung bewirken. Dies wird deutlich, wenn man die Querverteilungszahlen für verschiedene  $z=c/n^3$  graphisch aufträgt und dabei die Einflüsse von  $c$  und  $n$  trennt, wie dies in Abb. 40 bis 44 geschehen ist. Aus diesen Kurven, die hier nur für drei und fünf Hauptträger mit gleichen  $J$  gezeigt sind, werden anschließend Bemessungsregeln für die Querträger abgeleitet.

In einer späteren Veröffentlichung zur Anwendung des Berechnungsverfahrens mit Querverteilungszahlen werden die Ausdrücke der Querverteilungszahlen für fünf, sechs, sieben und acht Hauptträger mitgeteilt, so daß in den meisten praktischen Fällen auf die Herstellung eines Modells verzichtet werden kann. Die Berücksichtigung von mehr als acht Hauptträgern ist nur bei enger Trägerlage und kräftigen Querträgern erforderlich. Die Querverteilungseinflußlinien verlaufen bei unendlich vielen Trägern in rasch abklingenden Wellen (Abb. 45).

Die Bemessung der Querträger.

Unter Einzellasten erhält ein mit leichten Querträgern verbundener Hauptträger größere Kräfte, als wenn kräftige Querträger das Zusammenwirken aller Träger erzwingen. Die Querträger können kräftig oder leicht bemessen werden, je nach der beabsichtigten Wirkung. Im allgemeinen werden sie reichlich bemessen, damit der einzelne Hauptträger sich nicht viel mehr durchbiegt als die benachbarten Hauptträger und so die auf den Hauptträgern liegende Deckplatte vor unzulässigen Verformungen bewahrt wird. Aus diesen konstruktiven Gründen werden meist Querträger eingebaut, die eine beachtliche Querverteilung der Lasten ergeben.

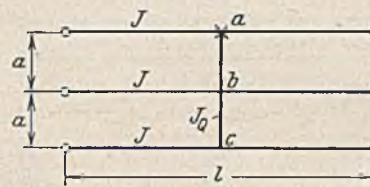
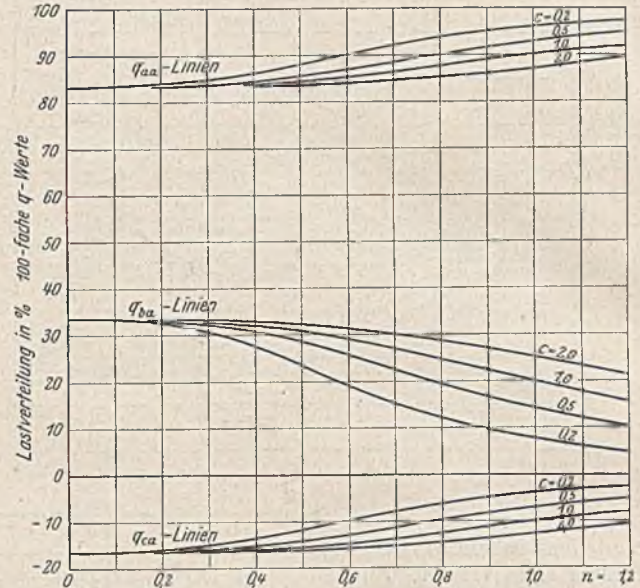


Abb. 40. Querverteilungszahlen für den Randträger am Trägerrost aus drei Hauptträgern.  $n = \frac{2a}{l}$   $c = \frac{J_Q}{J}$ .

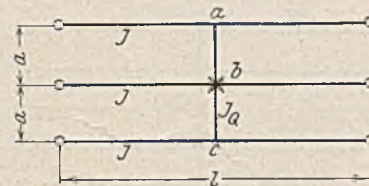
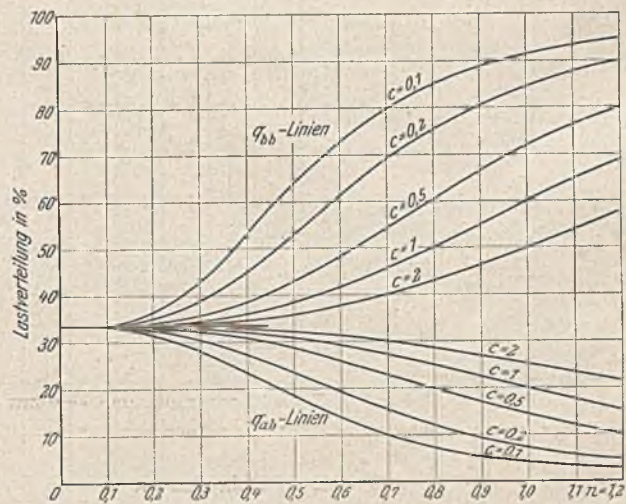


Abb. 41. Querverteilungszahlen für den Mittelträger am Trägerrost aus drei Hauptträgern.

Dadurch erhalten die Querträger Beanspruchungen, die seither nicht berücksichtigt wurden. Viele Eisenbetonquerträger sind deshalb ihrem Trägheitsmoment entsprechend zu schwach bewehrt, so daß unter hohen Einzellasten Risse im Querträger auftreten müssen, lange bevor die Hauptträger reißen würden. Die Querverteilung läßt durch die örtliche Überbeanspruchung der Querträger nach, so daß sich schließlich die Lasten nach dem Hebelgesetz auf die Hauptträger verteilen, wie in der Berechnung ohne Querverteilung angenommen war. Bei Stahlkonstruktionen sind meist die Anschlüsse der Querträger an die Hauptträger den durch die Querverteilung entstehenden Kräften nicht gewachsen.



Die Kurven der Querverteilungszahlen (Abb. 40 bis 44) zeigen, daß die für eine bestimmte Lastverteilung erforderliche Querträgerstärke (ausgedrückt durch  $c = J_Q/J$ ) je nach dem Verhältnis  $n = 2a/l$  wechselt. Bei kleinem  $n$ , also kleinem Hauptträgerabstand, wirken schwache Querträger beinahe genau so lastverteilend wie eine starre Querverbindung. Die Bemessung der Querträger muß also von  $n$  und

ist. Die konstruktiven Aufgaben der Querträger werden wohl durch eine 70 bis 80%ige Querverteilung erfüllt. In Abb. 46 ist abhängig von  $n$  dargestellt, wie groß  $J_Q$  des Querträgers im Vergleich zum  $J$  des Hauptträgers sein muß, um die gewünschte Querverteilung bei drei bis fünf gleichen Hauptträgern zu erzielen. Sind die Randträger kräftiger als die Mittelträger, dann geben ähnliche Kurven größere  $c$ -Werte als bei gleichen

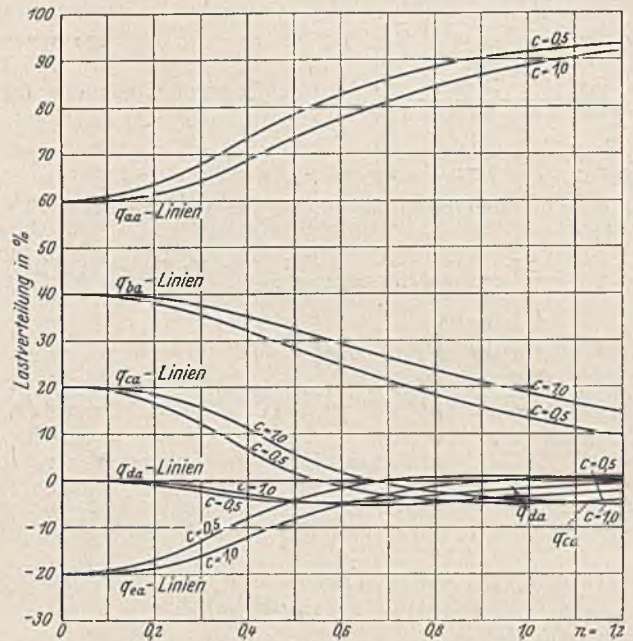
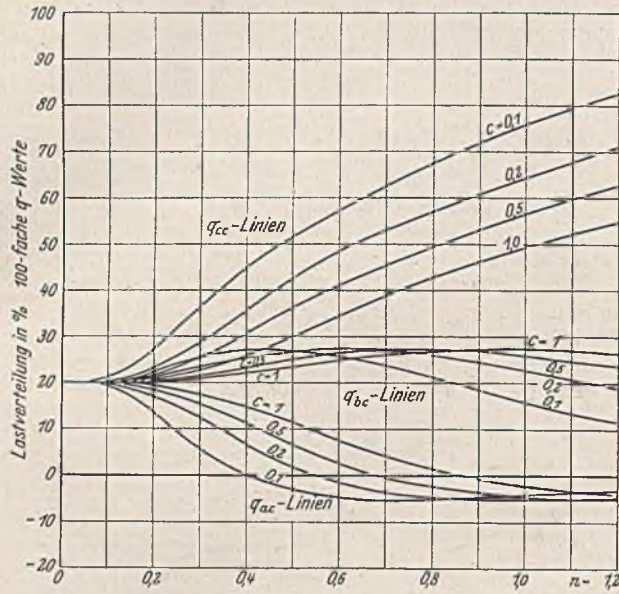


Abb. 42. Querverteilungszahlen für den Mittelträger eines Trägerrosts aus fünf Hauptträgern.

$$n = \frac{2a}{l} \quad c = \frac{J_Q}{J}$$

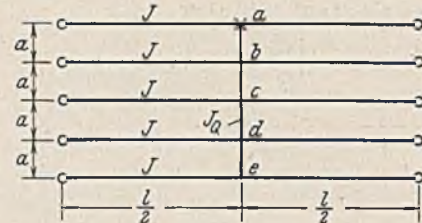
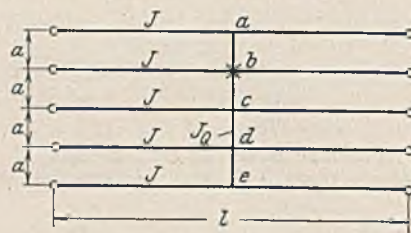


Abb. 44. Querverteilungszahlen für den Randträger des Trägerrosts aus fünf Hauptträgern.

$$n = \frac{2a}{l} \quad c = \frac{J_Q}{J}$$

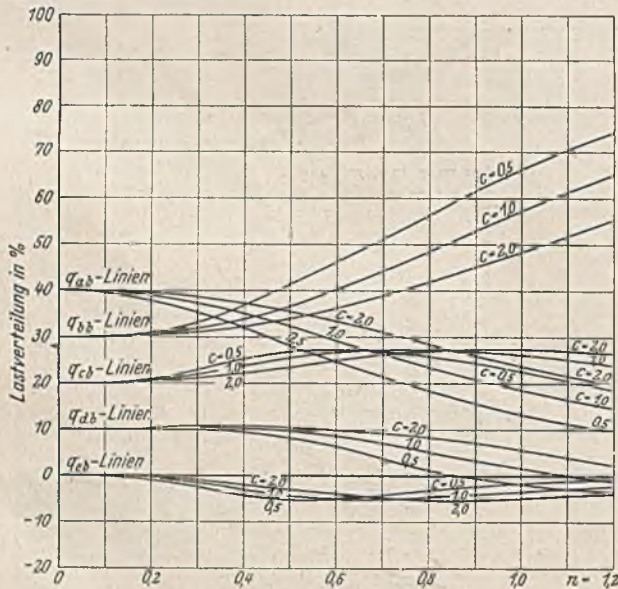


Abb. 43. Querverteilungszahlen für Träger b am Trägerrost aus fünf Hauptträgern.

$$n = \frac{2a}{l} \quad c = \frac{J_Q}{J}$$

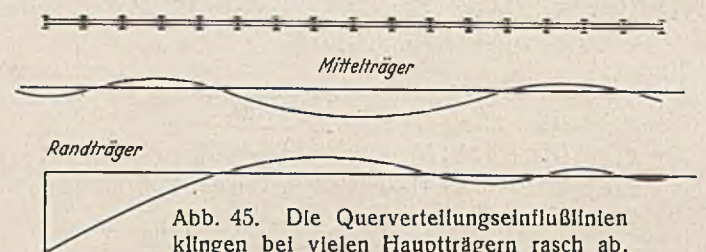
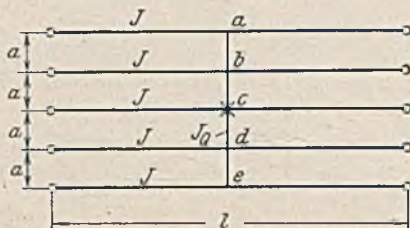


Abb. 45. Die Querverteilungseinflußlinien klingen bei vielen Hauptträgern rasch ab.

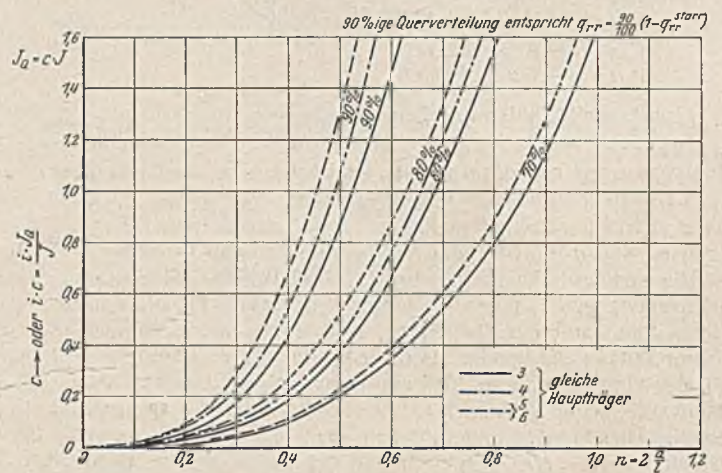


Abb. 46. Kurven zur Vorbemessung der Querträger.

von der gewünschten Querverteilung abhängig gemacht werden. Die Querverteilung eines starren Querträgers, ausgedrückt durch  $q_{rr}^{starr}$ , ist nicht erforderlich. Als Maßstab für eine nachgiebigere Querverteilung teilen wir den Zwischenraum von  $q_{rr}^{starr}$  bis 1,0 (keine Querverteilung) in hundert gleiche Teile und sprechen bei starrem Querträger von 100%iger Querverteilung und zum Beispiel von 70%iger Querverteilung, wenn

$$q_{rr} = 1 - \frac{70}{100} (1 - q_{rr}^{starr})$$

Hauptträgern. Bei mehreren Querträgern darf das abgelesene  $c$  noch durch  $i$  dividiert werden. So findet man zum Beispiel für eine 30 m weit gespannte Brücke aus drei je 3 m voneinander entfernten ( $n = 0,2$ ) Hauptträgern mit dem Trägheitsmoment  $J$ , daß drei Querträger je nur  $0,020 J$  aufweisen müssen, um eine 80%ige Querverteilung zu bewirken.

Die früher in der Literatur vertretene Ansicht, daß zur Erzielung der Trägerrostwirkung möglichst viele, zugleich sehr steife Querträger eingebaut werden müssen, ist also unberechtigt und unwirtschaftlich. Wenn auch das Trägheitsmoment



der Querträger bei niedrigem  $n$  klein gewählt werden darf, so muß doch für eine gute Übertragung der Querkräfte gesorgt werden.

Ein Nachweis der Kräfte und Spannungen in Querträgern ist bei homogenen Baustoffen nur insofern erforderlich, als für ein bestimmtes  $J_Q$  die Trägerhöhe so gewählt werden muß, daß ein genügend großes Widerstandsmoment entsteht. Nach der Berechnung der Hauptträger darf  $J_Q$  nicht mehr geändert werden, weil sonst die Berechnungsgrundlagen umgestoßen werden und die Berechnung neu begonnen werden muß. In vielen Fällen wird man auf einen Spannungsnachweis für die Querträger verzichten können, wenn später angegebene konstruktive Regeln beachtet werden.

Bei dem Verbundkörper Eisenbeton ist eine Kräfteermittlung wegen der Bewehrung wichtig. In einer folgenden Arbeit soll jedoch versucht werden, das größte Querträgermoment mit den Hauptträgermomenten so zu verknüpfen, daß für ein bestimmtes Verhältnis der Trägheitsmomente die Querträgerbewehrung in Prozenten der Hauptträgerbewehrung angegeben werden kann, so daß eine genaue Berechnung der Querträger überflüssig wird.

**Querträgerkräfte an Trägerrosten mit nur einem Querträger.**

Mit den Querverteilungszahlen können ohne weiteres die Einflußflächen der Querträgermomente angegeben werden. Unter dem Querträger erhält man die Einflußordinaten, indem  $P=1$  an die Stelle der gesuchten Ordinate auf den Querträger gestellt und das Moment um den betrachteten Schnitt angeschrieben wird. Es ist entsprechend der Abb. 47

$$\eta_a = -Pa + X_a a + X_b b + X_c c = -1a + q_{aa} a + q_{ba} b + q_{ca} c$$

$$\eta_b = -1b + q_{ba} a + q_{bb} b + q_{cb} c \text{ usw.}$$

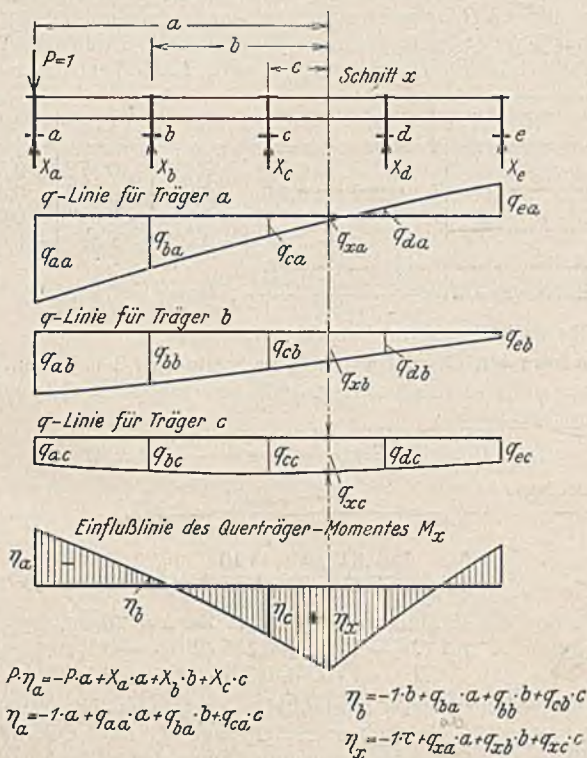


Abb. 47. Bestimmung der Einflußlinie eines Moments am Querträger.

Die Ordinaten links vom Schnitt werden mit den linken Kräften, die Ordinaten rechts vom Schnitt nur mit den rechten Kräften ermittelt.

Die Einflußlinien unter den Hauptträgern sind proportional den Biegelinien des einfachen, in der Mitte von einer Einzellast belasteten Balkens, deren größte Ordinaten durch die Einflußlinie unter dem Querträger gegeben sind (Abb. 48). Diese Einflußlinienform entsteht, weil Lasten auf dem Hauptträger nur durch die Übertragungskräfte  $X$  am Querträger Momente erzeugen und die Einflußlinie für  $X$  als  $X_0 q$  der genannten Biegelinie proportional ist (vgl. S. 540). Die durch diese Einflußlinien bestimmte Einflußfläche eines Querträgermomentes am Trägerrost mit drei Hauptträgern ist in Abb. 48 dargestellt.

Die größten positiven Momente eines Querträgers (Zug im unteren Gurt) entstehen im Feld neben dem Mittelträger, die größten negativen Momente über dem Mittelträger. Da die Querträgermomente nach außen rasch abnehmen und der Querschnitt trotzdem durchgeführt werden muß, genügt es meist, diese beiden Schnitte zu untersuchen.

Das Auswerten der Einflußflächen ist umständlich, weil die Flächen allseitig gekrümmt sind. Es wird deshalb vorgeschlagen, die Momente aus der Einflußlinie unter dem Querträger allein zu bestimmen und eine Länge gleichbleibenden Einflusses anzunehmen, die einen der Einfluß-

fläche entsprechenden Rauminhalt ergibt. Für die meisten Belastungsfälle mit gleichmäßig verteilter Nutzlast (Hochbau) oder neben verteilter Last mit wenigen Einzellasten, die über oder nahe der Spitze der Einflußfläche aufgestellt werden (Brückenbau), ergeben sich dabei brauchbare Werte.

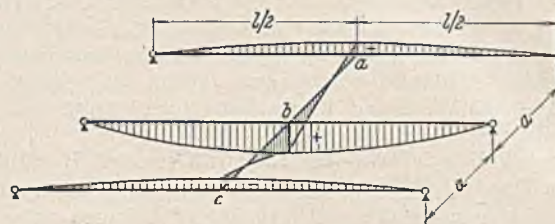


Abb. 48. Einflußfläche des Querträgermomentes  $M_b$ .

Bei Sonderbelastungen muß man sich der eigentlichen Einflußfläche erinnern. Die Biegelinie, die den Einflußlinien der Querträgermomente unter den Hauptträgern entspricht, hat bei  $0,2l$  eine Ordinate von 56,8% der größten Ordinate. Das bei  $0,2l$  abgeschnittene Einflußdreieck wird etwa gleich dem neu hinzugefügten (Abb. 49). Die Länge des gleichbleibend gedachten Einflusses kann also zu  $0,6l$  angenommen werden.

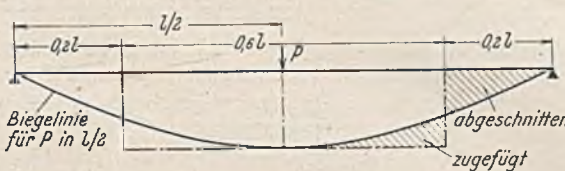


Abb. 49.

**Die Querkräfte am Querträger.**

Die Einflußlinien der Querkräfte unter dem Querträger findet man in gleicher Weise mit den Querverteilungszahlen wie bei den Momenten (Abb. 50). Dabei zeigt sich, daß für einen Schnitt links vom mittleren Hauptträger die Zweige der Querkrafteinflußlinie durch die richtige und die

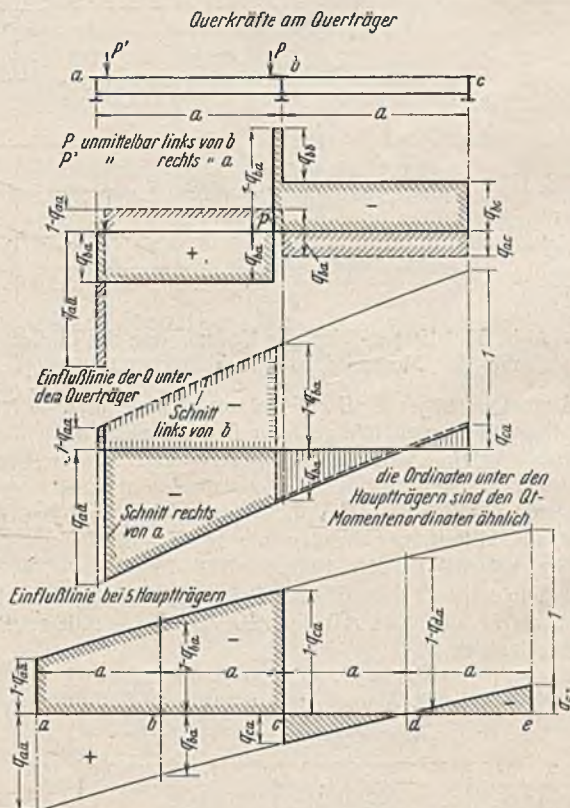


Abb. 50. Querkräfte am Querträger des Rostes aus drei Hauptträgern.

um 1 gehobene Querverteilungseinflußlinie des linken Randträgers gebildet werden. Für die rechte Hälfte ist die Querverteilungseinflußlinie des rechten Randträgers zu nehmen. Diese Linie kann auch als Einflußlinie der Querträgerauflagerkraft am Randträger gedeutet werden. Da in der Längsrichtung gesehen die Einflußlinien der Querkraft, die die obigen Quereinflüßlinien zur Einflußfläche ergänzen, wieder den Biegelinien des in  $l/2$  mit einer Einzellast belasteten Balkens proportional sind, kann wie bei den Momenten genähert mit der Einflußlinie unter dem Querträger auf die Länge  $0,6l$  gerechnet werden.



Querträgerkräfte an Trägerrosten mit zwei und mehr Querträgern.

Eine genaue Ermittlung der Momenteneinflußfläche für Schnitte an einem Querträger ist nach dem Verfahren von Krabbe möglich, sobald alle Knotendurchbiegungen oder die Querverteilungszahlen aller Querträger bekannt sind. Kennt man aber nur die mittlere Querverteilung, so liegt es nahe, die Einflußlinie unter dem mittleren, höchst beanspruchten Querträger wie bei nur einem Querträger zu ermitteln und die Länge gleichbleibenden Einflusses entsprechend kürzer zu wählen. Um die Genauigkeit dieses Weges zu überprüfen, sollen einige Beispiele verglichen werden:

Als erstes Beispiel wird ein Trägerrost aus drei Hauptträgern mit zwei starren Querträgern ( $J_Q = \infty$ ) in den Drittelpunkten gewählt.

Die Durchbiegungen der drei Hauptträger betragen unter der Last  $P = 1$  in  $B$ , also in  $l/3$  (Abb. 51)

in  $A, B$  und  $C$ :  $\frac{1 \cdot 4 P l^3}{3 \cdot 243 EJ} = 0,0055 l^3/EJ$ ,

in  $D, E$  und  $F$ :  $\frac{1 \cdot 7 \cdot 4 P l}{3 \cdot 8 \cdot 243 EJ} = 0,0048 l^3/EJ$

(vgl. Chr. Ostenfeld, S. 122).

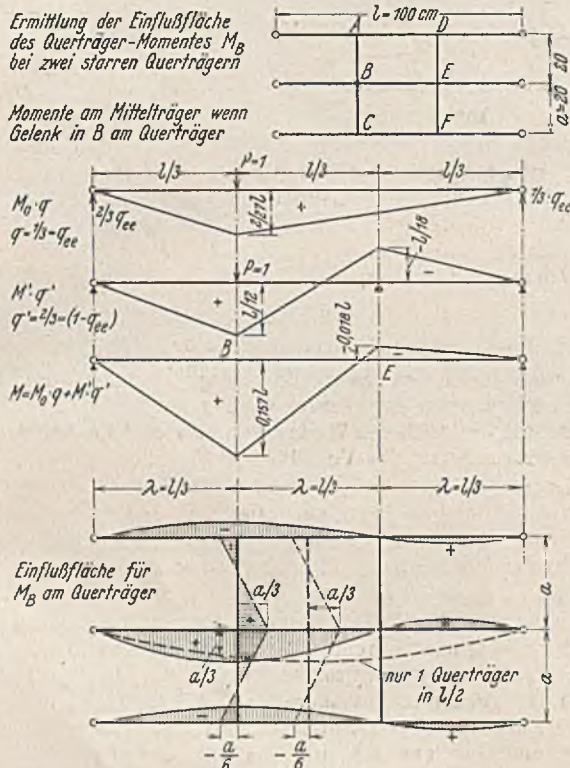


Abb. 51. Erstes Beispiel. Bestimmung der Einflußfläche der Momente an einem starren Querträger.

Wird am Querträger in  $B$  ein Gelenk eingeschaltet, so ist die Differenz der Durchbiegungen infolge  $P$  in  $B$  die Einflußfläche für das Querträgermoment in  $B$ , wenn der Knickwinkel in  $B$   $\varphi = 1$  gemacht wird (S. 538). Durch das Gelenk in  $B$  entsteht ein Trägerrost mit nur einem starren Querträger  $DEF$ , dessen  $q_{ec} = q_{de} = q_{fe} = 1/3$  ist. Die Momente am Mittelträger werden als  $M_0 q + M' q'$  gefunden, wobei  $q' = (1 - q_{ec})$ , weil  $P$  am Mittelträger selbst wirkt (S. 540). Die Momentenanteile sind in Abb. 51 dargestellt. Die Durchbiegung des Mittelträgers in  $B$  wird als Moment des mit der  $M/EJ$ -Fläche belasteten Balkens mit Querträgergelenk in  $B$

im Punkt  $B$ :  $0,0080 l^3/EJ$ ,  
in  $D, E$  und  $F$ :  $0,0048 l^3/EJ$ .

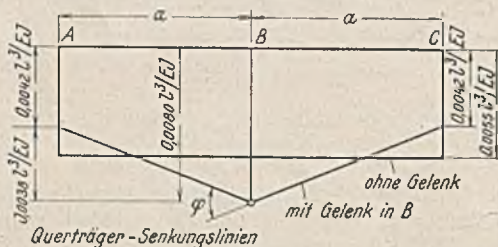


Abb. 52.

Die Durchbiegung in  $A$  und  $C$  ist  $\frac{7}{8} \cdot 0,0048 l^3/EJ = 0,0042 l^3/EJ$ .

Die Durchbiegungsdifferenzen sind in Abb. 51 zunächst für den Querträger  $ABC$  und dann für den ganzen Trägerrost als Einflußfläche für  $M_B$  am Querträger aufgetragen. Am Querträger  $DEF$  müssen die Ordinaten

Null werden, weil bei  $P$  in  $E$  sich alle Hauptträger wegen der Starrheit des Querträgers  $DEF$  gleich durchbiegen müssen, so daß der Querträger  $ABC$  kein Moment erfahren kann.

Aus den Durchbiegungen des Querträgers  $ABC$  mit und ohne Gelenk in  $B$  lesen wir zur Bestimmung der Einflußordinaten ab (Abb. 52)

$$\text{tg } \varphi/2 = \frac{0,0038 l^3/EJ}{a}$$

oder wegen der Kleinheit des Winkels

$$\varphi = \frac{2 \cdot 0,0038 l^3}{a EJ} = \frac{0,0076 l^3}{a EJ}$$

Damit werden die Einflußordinaten des Querträgermomentes  $M_B$  unter dem Querträger

in  $A$  und  $C$   $\eta_A = -\frac{0,0013 l^3/EJ a}{0,0076 l^3/EJ} = -0,17 a$

in  $B$   $\eta_B = +\frac{0,0025 l^3/EJ a}{0,0076 l^3/EJ} = +0,33 a$ .

Die Ordinaten bei nur einem starren Querträger in  $l/2$  werden

für  $q_{aa} = 5/6$ ,  $q_{ab} = q_{ba} = 1/3$ ,  $q_{ac} = -1/6$  und  $q_{bb} = 1/3$ ,

in  $A$  und  $C$   $\eta_A' = -1 a + 5/6 a = -a/6 = -0,17 a$

in  $B$   $\eta_B' = +1/3 a = +0,33 a$ .

Für starre Querträger sind also die Einflußlinien des Querträgermomentes in Brückenmitte unter dem Querträger gleich. Unter den Hauptträgern verlaufen die Einflußlinien bei zwei Querträgern entsprechend Abb. 51, sie wechseln also hinter dem zweiten Querträger das Vorzeichen.

Als zweites Beispiel wird die entsprechende Einflußfläche des Querträgermomentes in  $B$  für zwei elastische Querträger am Modell gemessen. Unter einer Last  $P$  in  $B$  betragen die Durchbiegungen am Trägerrost mit und ohne Gelenk in  $B$  für  $n = 0,4$ ,  $c = 1/2$ ,  $l = 100$  cm und  $a = 20$  cm.

Punkt	A	B	C	D	E	F	
$\delta_{\text{ohne Gelenk}}$	0,573	0,729	0,588	0,540	0,572	0,530	cm
$\delta_{\text{mit Gelenk}}$	0,436	0,997	0,446	0,502	0,660	0,499	"
$\varphi \eta$	-0,137	+0,268	-0,142	-0,038	+0,088	-0,031	"
$\eta$	-2,45	+4,80	-2,45	-0,625	+1,57	-0,625	"

Dabei war  $\text{tg } \varphi/2 = \frac{(0,997 - 0,441)}{20}$ , also  $\varphi = 0,0556$ .

Die Einflußfläche ist in Abb. 53 aufgetragen.

Wenn nur ein Querträger gleicher Steife in  $l/2$  ist, dann wird die Einflußlinie unter dem Querträger mit den folgenden Querverteilungszahlen errechnet:

$$c = 1/2 \text{ und } n = 0,4 \text{ gibt } z = \frac{0,5}{0,4^3} = 7,82,$$

$$q_{ab} = \frac{z}{2 + 3z} = \frac{7,82}{25,46} = 0,307,$$

$$q_{aa} = \frac{4 + 5z}{4 + 6z} = \frac{43,10}{50,92} = 0,845.$$

Somit sind die Einflußordinaten in cm für  $a = 20$  cm,

unter  $A$  und  $C$   $-1 \cdot 20 + 0,845 \cdot 20 = -3,10$ ,

$B$   $-1 \cdot 0 + 0,307 \cdot 20 = +6,14$ .

Der Verlauf der beiden Einflußlinien unter dem Querträger ist, wie zu erwarten, ähnlich, die Ordinaten sind aber bei zwei Querträgern nur das 0,78-fache der Ordinaten bei einem Querträger. Die Abweichungen rühren zum Teil daher, daß bei mehreren elastischen Querträgern die  $q$ -Werte nicht genau richtig sind. Die Vergleiche (Abb. 53) zeigen, daß eine Länge gleichbleibenden Einflusses von  $0,6 \cdot 2l = 1,2l$  ( $l =$  Querträgerabstand) mit den Ordinaten von nur dem mittleren Querträger brauchbare Näherungswerte liefert. Da bei elastischen Querträgern die tatsächlichen Ordinaten kleiner sind als bei einem Querträger, werden die Momente etwas zu groß erhalten.

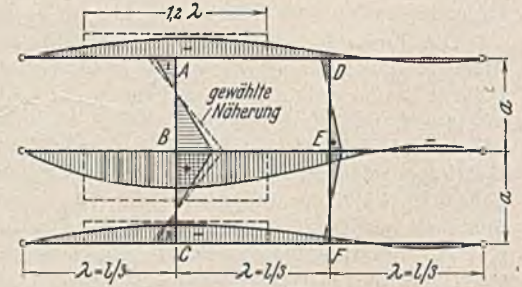


Abb. 53.

Einflußfläche des Querträgermomentes  $B$  bei zwei elastischen Querträgern.  $c = 1/2$   $n = 0,4$ .

Eine weitere Bestätigung, daß diese Annäherung auf der sicheren Seite bleibt, zeigen die Einflußflächen bei einem Trägerrost mit vier Hauptträgern und drei elastischen Querträgern (Abb. 54).

Bei der Ermittlung der Querkräfte kann entsprechend verfahren werden. Die Ergebnisse werden ebenfalls größer als die tatsächlichen Werte.



Da die Querträger aus baulichen Gründen gleich ausgebildet werden, genügt meist ein Kräfte-nachweis für den höchstbeanspruchten mittleren Querträger. Die äußeren, weniger hoch beanspruchten Querträger werden gleich bemessen.

Die angegebene Näherung für die Querträgerbemessung bei mehreren Querträgern ist noch grob, aber sehr einfach und ausreichend, bis es gelingt, mit den Querverteilungszahlen eine genauere Lösung zu finden. Ist die genaue Bestimmung der Querträgerkräfte erwünscht, so kann immer noch an Modellen die Einflußfläche erzeugt und abgelesen werden.

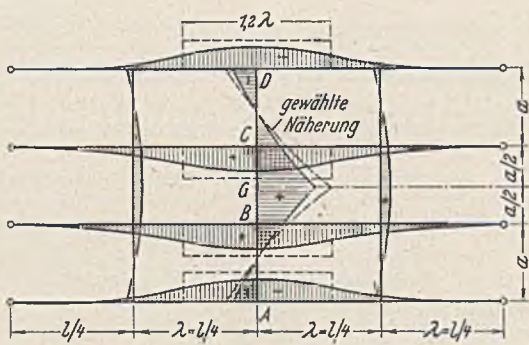


Abb. 54. Einflußfläche des Querträgermomentes  $M_G$  bei drei elastischen Querträgern.  $c = \frac{1}{2}$   $n = 0,24$ .

**Verallgemeinerung.**

Die am Balken auf zwei Stützen gefundenen Zusammenhänge gelten auch für Tragwerke mit durchlaufenden oder eingespannten Trägern. Ihre genauen Querverteilungszahlen werden am einfachsten mit Modellen gemessen. Wenn man die Formeln für die Querverteilungszahlen des Balkens auf zwei Stützen anwenden will, dann muß der Wert  $n^3 = (2a/l)^3$  mit einem Faktor  $k$  dividiert werden. Da die Querverteilung außer von  $n$  und  $c$  nur von der Durchbiegung  $\delta_o$  des untersuchten Trägers ohne Querträger abhängt, in der Lagerung und Kontinuität zum Ausdruck kommt, wird  $k = \delta_{oo}/\delta_o$ , wenn  $\delta_{oo}$  die entsprechende Durchbiegung des Balkens auf zwei frei drehbaren Stützen von sonst gleicher Spannweite und gleichen Querschnitten ist. Am zweckmäßigsten wird  $\delta_o$  und  $\delta_{oo}$  als Durchbiegung infolge  $P$  in  $l/2$  ermittelt (Abb. 55). An Stelle von  $n^3$  ist dann  $n^3/k$  und an Stelle von  $z$  ist  $z/k$  in die für den Balken auf zwei Stützen aufgestellten Formeln der Querverteilungszahlen einzusetzen, um die Querverteilungszahlen der betreffenden Öffnung, z. B. eines durchlaufenden Trägers zu erhalten.

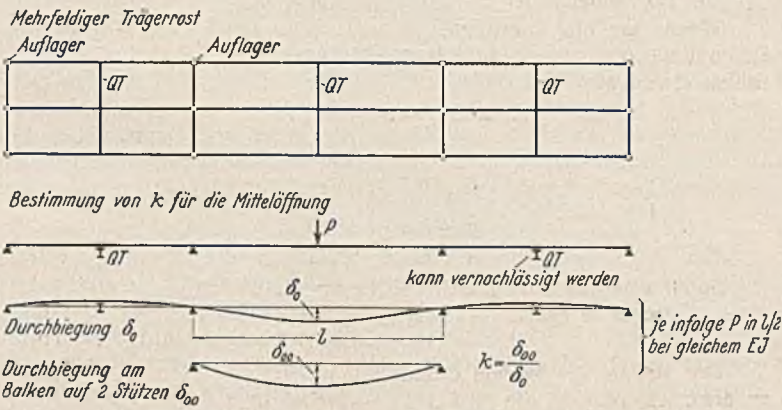


Abb. 55. Die Bestimmung des Wertes  $k$  für Trägerroste mit mehreren Öffnungen.

Am beiderseits voll eingespannten Trägerrost wird z. B. die Durchbiegung des Einzelträgers  $\delta_o = P l^3 / 192 E J$ , demgegenüber ist  $\delta_{oo} = P l^3 / 48 E J$ , somit  $k = 4$ . Die Ausdrücke für die Querverteilungszahlen werden also bei drei eingespannten Hauptträgern

$$q_{aa} = \frac{4r + 4 \cdot 4rz + 4z}{4r + 4 \cdot 4rz + 2 \cdot 4z/2} \quad \text{und} \quad q_{bb} = \frac{4 \cdot 2r + 4z/2}{4 \cdot 2r + 2 \cdot 4rz + 4z/2} \quad (\text{S. 547}),$$

was durch Aufstellung und Lösung der Gleichungen bestätigt wird.

Man kann an Stelle des Durchbiegungsverhältnisses auch die Festpunkt-lage beziehen und erhält brauchbare Querverteilungszahlen, wenn man bei der Bestimmung von  $n$  nicht  $l$ , sondern das Mittel aus der Spannweite  $l$  und dem Abstände der Festpunkte, also  $n = \frac{1}{2}(2l - i_r - i_i)$  einsetzt. Die Lage der Festpunkte wird am besten graphisch bestimmt (siehe Mörsch, Der durchlaufende Träger).

Bei durchlaufenden Trägern sind die mit den Formeln für die Querverteilungszahlen ermittelten Werte erst genau, wenn auch noch die Querträger in den Nachbaröffnungen bei der Bestimmung des  $\delta_o$ -Wertes berücksichtigt werden. Die Querträger in den Nachbaröffnungen verkleinern die Durchbiegung der von den Querträgern frei gedachten untersuchten Öffnung und verkleinern damit auch die querverteilende Wirkung der

vorgesehenen Querträger (Abb. 55). Meist kann jedoch dieser Einfluß vernachlässigt werden.

Die Querverteilungseinflußlinien sind je nach den Spannweiten und Querträgern in den einzelnen Öffnungen verschieden. Über alle Öffnungen hinweg sind jedoch die  $q$ - und  $q'$ -Linien der zum betrachteten Schnitt gehörigen Öffnung anzuwenden. Für Stützenmomente und Querkräfte unmittelbar neben einer Stütze oder für Auflagerkräfte ist nach rechts die  $q$ -Linie der rechten Öffnung und nach links diejenige der linken Öffnung auszuwerten. Für die  $M'$  und  $Q'$  sind die Einflußlinien der über Querträger und Zwischenstützen durchlaufenden Träger, also meist für den Träger mit unendlich vielen Feldern zu nehmen.

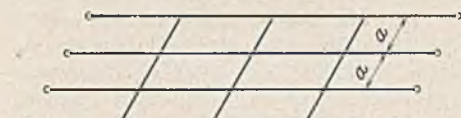


Abb. 56.



Abb. 57.

Schiefe Trägerroste, deren Querträger parallel zu den Auflagern liegen, werden wie gerade Roste mit schief gemessenem Hauptträgerabstand  $a$  behandelt (Abb. 56). Trägerroste entsprechend Abb. 57 werden zweckmäßig mit Modellen untersucht, dabei sind die Querverteilungszahlen für jeden Querträger zu messen. Die Einflußlinien der  $M'$  und  $Q'$  müssen in solchen Fällen für Träger mit ungleichen Öffnungsweiten aufgetragen werden.

**Ergebnis.**

Auf Grund der vorausgegangenen Untersuchungen kann folgendes Berechnungsverfahren für zweiseitig gelagerte Trägerroste aus zwei parallelen Trägerscharen angewendet werden:

1. Schritt: Mit Hilfe des Wertes  $n = 2a/l$  wird für den gewünschten Grad der Querverteilung das Verhältnis der Trägheitsmomente der Quer- und Hauptträger  $c = J_Q/J$  aus den Kurven der Abb. 46 gewählt oder aus gegebenen Abmessungen berechnet. Bei drei und vier Querträgern ist  $i = 1,6$ , bei fünf und sechs Querträgern ist  $i = 2,0$  zu berücksichtigen.

2. Schritt: Mit den  $n$ -,  $c$ - und  $r$ -Werten werden die Querverteilungszahlen  $q_{ms} \dots q_{ss} \dots$  mit den Formeln berechnet und für jeden Hauptträger die Quereinflußlinien der  $q$  und  $q'$  aufgetragen. Ist der Trägerrost hinsichtlich der Trägheitsmomente oder der Trägerabstände unsymmetrisch, so werden die Querverteilungszahlen an einem Modell gemessen.

3. Schritt: Für die zu untersuchenden Schnitte der Hauptträger werden erstens die Einflußlinien der Momente und Querkräfte der Träger ohne Querträger und zweitens der auch an den Querträgern unnachgiebig gestützten durchlaufenden Träger aufgetragen. Für jeden Schnitt und jede Kraft werden also zwei Einflußlinien benötigt, die erstere wird mit dem Index  $o$ , die zweite mit der Apostrophierung  $'$  bezeichnet.

4. Schritt: Die angreifenden Lasten werden mit den zur Laststellung im Querschnitt gehörigen Ordinaten der Quereinflußlinien des betrachteten Hauptträgers multipliziert (bewegliche Lasten in ungünstigster Stellung über der  $q$ -Linie). Die so querverteilten Lasten ergeben mit den Ordinaten der  $M_o$ - oder  $Q_o$ -Einflußlinien den Anteil  $M_o q$  bzw.  $Q_o q$  der gesuchten Schnittkraft. Die mit  $q'$  multiplizierten Lasten ergeben mit den Ordinaten der  $M'$ - oder  $Q'$ -Einflußlinien den ergänzenden Anteil  $M' q'$  bzw.  $Q' q'$ . Die Summe beider Anteile ist die gesuchte Kraft im betrachteten Schnitt des Hauptträgers infolge der eingesetzten Belastung.

5. Schritt: Mit den Querverteilungszahlen wird die Einflußlinie der  $M$  oder  $Q$  am Querträger aufgetragen und für eine Länge gleichbleibenden Einflusses von  $1,2l$  ausgewertet. Für eine genaue Ermittlung der Querträgerkräfte an Rosten mit mehreren Querträgern werden die Einflußflächen zweckmäßig an Modellen gemessen.

**C. Bauliche Folgerungen.**

**Querträgerzahl.**

Ein Querträger in  $l/2$ , der nach den Kurven der Abb. 46 eine rd. 80%ige Querverteilung bewirkt, genügt, wenn zur Schonung der auf den Hauptträgern liegenden Deckplatte die Durchbiegungen der Hauptträger einander angeglichen werden sollen. Wenn auch die Größtmomente zwischen Auflager und Querträger gegenüber den Momenten am freien Balken wenig abnehmen, so bleiben doch die Durchbiegungen klein, wie die Linie der  $\delta/\delta_o$  auf Abb. 22 zeigt. Das bedeutet, daß schon bei einem kräftig verteilenden Querträger die Deckplatte durchlaufend auf unnachgiebigen Stützen gerechnet werden darf.

Zwei Querträger in den Drittelpunkten sind in bezug auf die Lastverteilung und Durchbiegung einem Querträger in  $l/2$  von gleichen Ab-



messungen gleichwertig. Das gleiche gilt für den Vergleich von vier mit drei Querträgern. Die größere Zahl der Querträger wirkt ausgleichend auf den Verlauf der Größtmomentenlinie.

Drei oder fünf Querträger sind je nach der Brückenlänge für die Lastverteilung und für die Herabminderung der Größtmomente unter Einzellasten besonders günstig. Mehr als fünf lastverteilende Querträger verbessern den Trägerrost nicht. Benötigt man mehr Querträger zur Unterstützung der Fahrbahnplatte (bei Buckelblechen), so genügen schwache Zwischenquerträger, die nur von Hauptträger zu Hauptträger tragfähig sind und zweckmäßig möglichst niedrig gewählt werden.

#### Randträger.

Unter Lasten auf den inneren Trägern werden die Mittelträger durch die Querverteilung entlastet, indem ein Teil der Kräfte nach dem Rande abwandert. Die Randträger helfen den Mittelträgern tragen. Wird der Randträger belastet, so erhält er nur wenig Hilfe durch die übrigen Träger. Wenn gleichzeitig die Mitte und ein Rand belastet sind, dann müssen die Randträger unter Umständen eine größere Last aufnehmen, als ihnen ohne Querträger zukommen konnte. Die Querverteilungseinflußlinie für einen Randträger ist am anderen Rande meist negativ, da aber die Summe der Querverteilungszahlen unter den Trägern 1 ist, so muß die Summe der positiven Ordinaten  $> 1$  sein. Je größer der negative Teil der Querverteilungseinflußlinie eines Randträgers ist, um so größer kann seine Überlastung gegenüber dem frei gedachten Einzelträger — also gegenüber der früheren Berechnung ohne Querverteilung werden.

Die Randträger erhalten meist die größten Kräfte. Es ist also falsch, bei Straßenbrücken mit vielen Hauptträgern die unter den Geh- und Radfahrwegen liegenden Hauptträger ihrer vermeintlichen geringen Belastung wegen leicht zu bemessen oder — im Eisenbeton — schwach zu bewehren. Man muß sich auch von der Vorstellung frei machen, daß bei Brücken mit drei Hauptträgern der Mittelträger größere Lastanteile erhält als die Randträger, weshalb Querschnitte mit drei Hauptträgern vielfach unbeliebt sind. Im Gegensatz zu den früheren Vorstellungen müssen die Randträger meist kräftiger bemessen werden als die Mittelträger. Aus diesem Grunde wurden die Formeln für die Querverteilungszahlen auch für Trägerroste mit verstärkten Randträgern aufgestellt.

Die Schwierigkeit bei der Bemessung von Trägerrosten beruht darin, daß beim ersten Versuch selten eine gleichzeitige Ausnutzung aller Querschnitte bis zur zulässigen Beanspruchung erreicht wird. Wenn z. B. die Kräfte im Randträger für das vorgesehene  $J_R$  zu groß ausfallen, so kann neben einer Verstärkung des Randträgers eine Schwächung der Querträger oder ein Hinusrücken des Randträgers gegen den Brückenrand (Verkleinerung des Eigengewichtes, Vergrößerung des Abstandes von großen Einzellasten) einen Ausgleich bewirken. Es bleibt einer weiteren Arbeit vorbehalten, für irgendein Belastungsverhältnis von Mittel- zu Randträger ohne Querverteilung das Verhältnis der Hauptträgertragheitsmomente zu finden, bei dem alle Hauptträger etwa gleich beansprucht werden. Bei stählernen Brücken können die Randträger durch dicke Gurte verstärkt werden. Häufig läßt sich unter den Gehwegen der Randträger höher ausbilden als die Mittelträger, was besonders bei Eisenbeton anzustreben ist.

#### Querkräfte.

Die Querkräfte der Hauptträger eines Trägerrostes sind neben den Querträgern wesentlich größer als am freien Einzelbalken. An den Stellen der Querkraftspitzen sind aber die Momente kleiner als in den Feldern zwischen den Querträgern. Im Eisenbetonbau können deshalb Aufbiegungen zur Schubsicherung neben jedem Querträger von der zur Momentendeckung nötigen Bewehrung abgezweigt werden (Abb. 58). Im übrigen ist die Bügelbewehrung an den Querträgern zu verstärken. Beides gilt in erster Linie für Mittelträger und weniger für Randträger.

#### Querträger.

Das Trägheitsmoment der Querträger darf bei der Durchdringung der Hauptträger nicht geschwächt werden. Bei Stahlbauten muß neben der schon üblichen oberen Kontinuitätslasche eine untere durchgehende Lasche angeordnet werden, die bei Trägerrosten wichtiger ist als die obere, weil das positive, unten Zug erzeugende Querträgermoment meist größer ist als das negative. Auch in einem Fahrbahnrost zwischen zwei Hauptträgern können positive Längsträgermomente am Querträgeranschluß entstehen, die eine untere Lasche nötig machen. Das Lockerwerden der Anschlußniete sich kreuzender Träger ist vielfach auf die fehlende untere Lasche zurückzuführen (Abb. 59). Im Eisenbetonbau muß neben einer durchlaufenden unteren und oberen Bewehrung eine kräftige Schubsicherung angeordnet werden (Abb. 58).

#### Auflager.

Bei Randbelastungen wird der gegenüberliegende Rand angehoben. Dabei kann das Eigengewicht überwunden und der Randträger von seinen Lagern abgehoben werden. Ein Nachweis der Sicherheit der Randträger gegen Abheben und unter Umständen eine in die Lager eingebaute Verankerung ist angezeigt.

Bewehrung eines mittleren Hauptträgers — enge Bügelstellung an jedem Querträger



Bewehrung eines Querträgers — obere und untere durchgehende Zugbewehrung mögliche Abbiegung

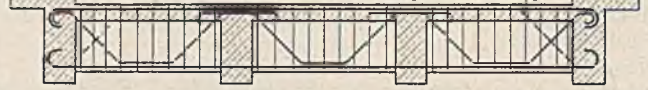


Abb. 58. Zweckmäßige Bewehrung eines Eisenbetonträgerrostes.

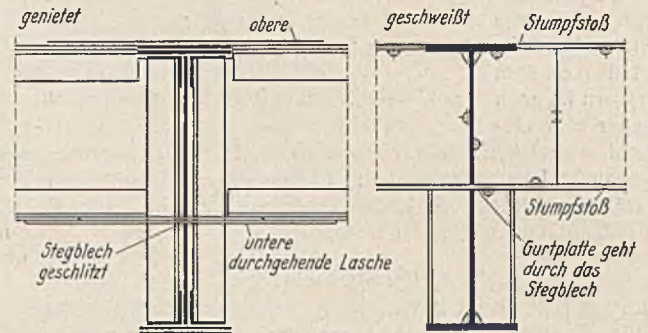


Abb. 59. Bei stählernen Trägerrosten ist außer der oberen auch eine untere durchlaufende Lasche am Querträgeranschluß erforderlich.

#### Hauptträgergurte und Zugbewehrung.

Für die tatsächlichen Momente bemessene Mittelträger erhalten gegenüber dem ohne Querverteilung gerechneten Träger erheblich kleinere Gurtquerschnitte (Zugbewehrung), die aber auf eine größere Länge durchgeführt werden müssen. Hierzu vergleiche man die Umhüllende der Größtmomente in Abb. 32 am Mittelträger eines aus fünf Hauptträgern bestehenden Rostes. Bei stählernen Vollwandträgern wird zweckmäßig beinahe der volle Gurtquerschnitt bis zum Auflager geführt. Die mit vollem Gurtprofil durchlaufenden Walzprofile oder Schweißträger werden auf eine größere Länge ausgenutzt. Im Eisenbeton können die Aufbiegungen für die Schubsicherung nicht so nahe der Balkenmitte abgezweigt werden wie früher, so daß aufgebogene Eisen zugelegt werden müssen.

#### Brückenverstärkungen.

Sind Brücken mit mehreren Hauptträgern, die früher ohne Querverteilung berechnet wurden, zu verstärken, so genügt es meist, die Randträger zu verstärken und wenige lastverteilende Querverbände einzubauen oder an vorhandenen Querträgern die Kontinuität sicherzustellen, was ohne Störung des Verkehrs auf der Brücke durchgeführt werden kann.

#### Niedrige Bauhöhen.

Die Schlankheit eines Trägers ist durch die in den amtlichen Bestimmungen zugelassene Durchbiegung begrenzt, die im allgemeinen ohne Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung der Querträger gerechnet wird. Die tatsächliche Durchbiegung, die sich aus der Trägerrostberechnung richtig ergibt, ist aber viel kleiner, so daß niedrigere Trägerhöhen in den gleichen Durchbiegungsgrenzen möglich sind. Bei Reichsautobahnbrücken sind Trägerroste mit einer Bauhöhe von nur  $1/38$  als zweifeldrige Balken gebaut worden, für die früher eine Bauhöhe von  $1/20$  schon als gedrückt angesehen wurde.

#### Sicherheit.

Ein richtig durchgebildeter Trägerrost ist trotz der im einzelnen teilweise kleineren Abmessungen sicherer als ein Tragwerk, das ohne Querträgerwirkung gerechnet wurde und entsprechend etwa an der Durchdringung der Haupt- und Querträger ausgesprochen schwache Stellen aufweist. Im Trägerrost treten bei Überlastungen zunächst örtliche Verformungen und damit Kräfteverschiebungen nach weniger beanspruchten Teilen ein. Die Tragfähigkeit steigt meist noch nach dem Auftreten solcher Verformungen, das Versagen des Tragwerks tritt erst nach erheblichen Verformungen ein. Der Bruch eines einzelnen Querschnitts führt also nicht gleich zu einer Katastrophe, was für Schweißkonstruktionen von Bedeutung ist<sup>9)</sup>.

#### Schlußbemerkung.

Die lastverteilende Wirkung der Deckplatte ist in den Untersuchungen noch nicht berücksichtigt, sie ist jedoch im Vergleich mit der Querträgerwirkung klein. Ein Teil der Wirkung kann durch Einsetzen eines angemessenen Deckplattenstreifens bei der Berechnung des Trägheitsmomentes der Querträger erfaßt werden.

<sup>9)</sup> Vgl. die Versuche mit geschweißten Trägerrostplatten, berichtet in „Bautechnik“ 1938, S. 310.



Alle Rechte vorbehalten.

## Die vereinfachte Trägerrostberechnung. Anwendungsbeispiele.

Von Fritz Leonhardt, Regierungsbaumeister, Köln.

Die praktische Anwendung der in Bautechn. 1938, Heft 40/41, S. 535 ff., begründeten vereinfachten Berechnung zweiseitig gelagerter Trägerroste soll an zwei Beispielen gezeigt werden. Während man bis jetzt bei Balkentragwerken mit mehr als zwei durch Querträger verbundenen Hauptträgern die Berechnung als Trägerrost unter Berücksichtigung der Lastverteilung durch die Querträger (Querverteilung) gescheut hat, wird die hier gezeigte Berechnung so einfach, daß jeder Statiker in der Lage ist, die Trägerrostberechnung fast in der gleichen Zeit wie die seither übliche Berechnung ohne Querverteilung durchzuführen.

Nach der Ermittlung der Querverteilungszahlen mit den angegebenen Formeln oder mit Rundstabmodellen besteht der ganze Rechnungsgang nur noch im Aufzeichnen und Auswerten von Einflußlinien, die einerseits durch die Querverteilungszahlen gegeben, andererseits den Angerschen Tabellen<sup>1)</sup> oder anderen Tabellenwerken für durchlaufende Träger entnommen werden.

Die Ergebnisse der beiden Beispiele zeigen, daß die mit der früher üblichen Berechnung, die gelenkig an die Hauptträger angeschlossene Querträger voraussetzt, begangenen Fehler so groß sind, daß diese Berechnungsweise nur noch bedingt zulässig erscheint.

### 1. Beispiel.

Straßenbrücke mit einer Öffnung von 15,6 m Stützweite.

Belastung nach Brückenklasse I der DIN 1072. Eisenbeton.  
Die Abmessungen seien aus konstruktiven Gründen gegeben.

Trägheitsmomente:

Mittelträger  $J = 0,080 \text{ m}^4$ , mitwirkende Plattenbreite 2,27 m,  
Randträger  $J_R = 0,140 \text{ m}^4$ ,  
Querträger  $J_Q = 0,042 \text{ m}^4$ , mitwirkende Plattenbreite 3,90 m.

Trägheitsmomentenverhältnisse:

$$r = \frac{J_R}{J} = \frac{0,140}{0,080} = 1,75 \quad c = \frac{J_Q}{J} = \frac{0,042}{0,080} = 0,52.$$

StEIFIGKEITSGRAD:

$$z = \frac{c}{n^3} = \frac{0,52}{0,0245} = 21,2,$$

wobei das Verhältnis von doppeltem Trägerabstand zur Stützweite:

$$n = \frac{2a}{l} = \frac{4,54}{15,6} = 0,29 \quad n^3 = 0,0245.$$

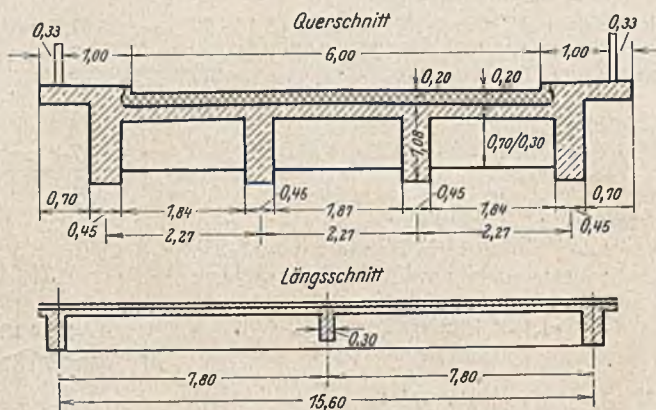


Abb. 1. Die Abmessungen des ersten Beispiels.

#### Querverteilungszahlen.

Der Querschnitt ist symmetrisch und hat neben zwei gleichen Mittelträgern stärkere Randträger. Die Querverteilungszahlen können deshalb ohne Modell mit den angegebenen Formeln aus den oben ermittelten StEIFIGKEITSWERTEN berechnet werden.

Es sind die Querverteilungszahlen für den Randträger a:

$$\begin{aligned} q_{aa} &= (15r + 48rz + 4z + 5z^2 + 9rz^2) : N_4 = \frac{11\,213}{13\,805} = 0,812 \\ q_{ba} &= r(9z + 6z^2 + 2z^3/r) : N_4 = \frac{3404 \cdot 1,75}{13\,805} = 0,431 \\ q_{ca} &= r(-6z + 3z^2 - z^3/r) : N_4 = \frac{966 \cdot 1,75}{13\,805} = 0,123 \\ q_{da} &= (z - 4z^2) : N_4 = \frac{1779}{13\,805} = -0,128. \end{aligned}$$

Dabei war der Nenner

$$N_4 = (15r + 48rz + 8z + 9rz^2 + 10z^2 + z^3/r) = 13\,805$$

und die Querverteilungszahlen für den Mittelträger b:

$$\begin{aligned} q_{ab} &= (9rz + 6rz^2 + 2z^3) : N_4 r = \frac{5953}{13\,805 \cdot 1,75} = 0,246 \\ q_{bb} &= (15r + 24rz + 8z + 5z^2 + z^3/r) : N_4 = \frac{3582}{13\,805} = 0,259 \\ q_{cb} &= (21rz + 4z^2) : N_4 = \frac{2579}{13\,805} = 0,186 \\ q_{db} &= (-6rz + 3rz^2 - z^3) : N_4 r = \frac{1688}{13\,805 \cdot 1,75} = 0,070. \end{aligned}$$

$$\text{Proben: } \Sigma r q_a = 1 = 0,812 + \frac{0,431}{1,75} + \frac{0,123}{1,75} - 0,128 = 1,000$$

$$\Sigma r q_b = 1 = 1,75 \cdot 0,246 + 0,259 + 0,186 + 1,75 \cdot 0,070 = 0,999.$$

Mit diesen Querverteilungszahlen sind die Querverteilungseinflußlinien für Rand- und Mittelträger ( $q$ -Linien) und die  $q'$ -Linien in Abb. 2 aufgetragen worden.

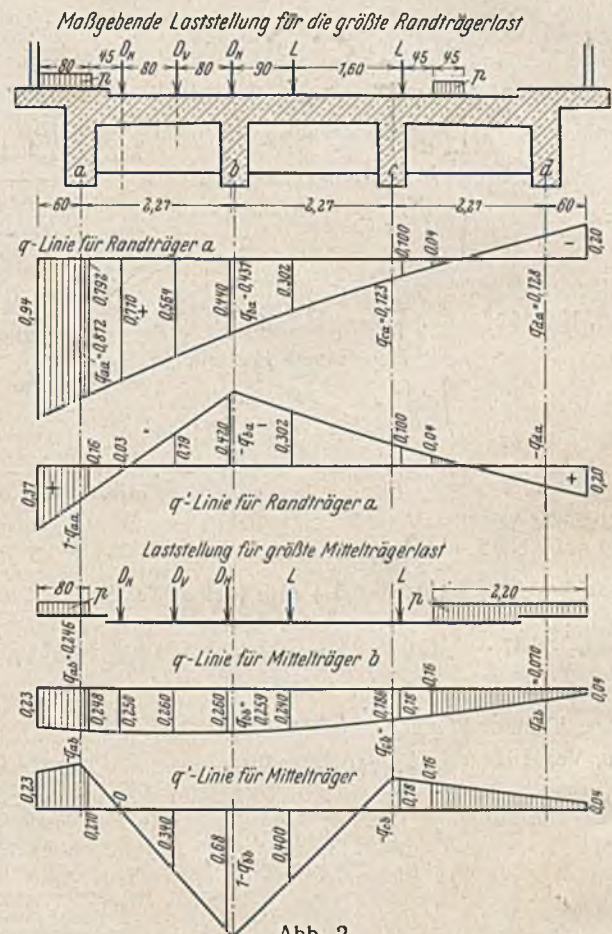


Abb. 2.

Die Querverteilungseinflußlinien für Rand- und Mittelträger.

#### Querverteilung der ständigen Last.

Die Eigengewichte werden zunächst von Feldmitte zu Feldmitte für jeden Hauptträger ohne Berücksichtigung der Kontinuität der Fahrbahnplatte ermittelt. Die Querträgergewichte werden verteilt angenommen. Diese  $g_o$ -Gewichte wirken mehr oder weniger in den Trägerachsen.

Randträger  $g_{or} = 3,20 \text{ t/m}$ ,

Mittelträger  $g_{om} = 3,50 \text{ t/m}$ .

Durch den Querträger werden diese  $g_o$ -Gewichte wie folgt auf die Hauptträger verteilt (Auswerten der Quereinflußlinien in Abb. 2).

Der Randträger trägt:

$$\begin{aligned} q g_r &= 0,812 \cdot 3,20 + (0,431 + 0,123) 3,50 - 0,128 \cdot 3,20 = 4,13 \text{ t/m} \\ q' g_r &= 0,188 \cdot 3,20 - (0,431 + 0,123) 3,50 + 0,128 \cdot 3,20 = -0,93 \text{ t/m}. \end{aligned}$$

Der Mittelträger trägt:

$$\begin{aligned} q g_m &= (0,246 + 0,070) 3,20 + (0,259 + 0,186) 3,50 = 2,57 \text{ t/m} \\ q' g_m &= -(0,246 + 0,070) 3,20 + (0,741 - 0,186) 3,50 = 0,93 \text{ t/m}. \end{aligned}$$

<sup>1)</sup> 2. Auflage. Berlin 1937, Wllh. Ernst & Sohn.



Probe:  $q g_r + q g_m = g_{or} + g_{om} = 4,13 + 2,57 = 6,70 = 3,2 + 3,5$   
 $q' g_r + q' g_m = 0 = +0,93 - 0,93$  stimmt!

Querverteilung der gleichmäßig verteilten Verkehrslast von 0,5 t/m<sup>2</sup>.

Es ist  $p_{or} = 1,74 \cdot 0,5 = 0,87$  t/m  
 $p_{om} = 2,27 \cdot 0,5 = 1,14$  t/m.

Somit bekommt der Randträger

$$q p_r = 0,812 \cdot 0,87 + 0,431 \cdot 1,14 + 0,123 \cdot 1,07 = 1,33 \text{ t/m}$$

$$q' p_r = 0,188 \cdot 0,87 - 0,431 \cdot 1,14 - 0,123 \cdot 1,07 = -0,46 \text{ t/m.}$$

Auf den Mittelträger entfällt:

$$q p_m = (0,246 + 0,070) 0,87 + (0,259 + 0,186) 1,14 = 0,78 \text{ t/m}$$

$$q' p_m = (-0,246 - 0,070) 0,87 + (0,741 - 0,186) 1,14 = +0,36 \text{ t/m.}$$

Querverteilung der Fahrzeuglasten. Die maßgebenden Laststellungen sind in Abb. 2 aufgezeichnet, die  $q$ - und  $q'$ -Linien werden dafür ausgewertet.

Es ist:

- $D_V =$  Dampfwalze, Vorderrad = 10 t
- $D_H =$  Dampfwalze, Hinterrad je 7 t
- $L_V =$  Lastwagen, Vorderrad je 2 t
- $L_H =$  Lastwagen, Hinterrad je 4 t.

Randträgerbelastung:

Dampfwalze, Vorderrad	$q D_V = 0,564 \cdot 10$	=	5,64 t
Lastwagen, Vorderräder	$q L_V = (0,302 + 0,10) 2$	=	0,80 t
	<b>zusammen Vorderräder</b>	$q V_r =$	<b>6,44 t.</b>
	$q' D_V = -0,19 \cdot 10$	=	-1,90 t
	$q' L_V = -(0,302 + 0,10) 2$	=	-0,80 t
	<b>zusammen</b>	$q' V_r =$	<b>-2,70 t.</b>
Dampfwalze, Hinterräder	$q D_H = (0,710 + 0,44) 7$	=	+8,04 t
Lastwagen, Hinterräder	$q L_H = (0,302 + 0,10) 4$	=	+1,60 t
	<b>zusammen Hinterräder</b>	$q H_r =$	<b>+9,64 t.</b>
	$q' D_H = (0,03 - 0,42) 7$	=	-2,73 t
	$q' L_H = (-0,302 - 0,10) 4$	=	-1,60 t
	<b>zusammen</b>	$q' H_r =$	<b>-4,33 t.</b>

Gleichmäßig verteilte Verkehrslast  $p$  neben den Fahrzeugen (s. Lastanordnung auf Abb. 2, oben)

$$q p_r = \frac{1}{2} (0,94 + 0,79) 0,8 \cdot 0,5 + \text{sehr kleine Werte} = 0,35 \text{ t/m}$$

$$q' p_r = \frac{1}{2} (0,37 + 0,16) 0,8 \cdot 0,5 - \text{sehr kleine Werte} = 0,11 \text{ t/m.}$$

Mittelträgerbelastung:

Dampfwalze, Vorderrad	$q D_V = 0,260 \cdot 10$	=	2,60 t
Lastwagen, Vorderräder	$q L_V = (0,24 + 0,18) 2$	=	0,84 t
	<b>zusammen</b>	$q V_m =$	<b>+3,44 t.</b>
	$q' D_V = 0,340 \cdot 10$	=	3,40 t
	$q' L_V = (0,40 - 0,18) 2$	=	0,44 t
	<b>zusammen</b>	$q' V_m =$	<b>+3,84 t.</b>
Dampfwalze, Hinterräder	$q H_D = (0,250 + 0,260) 7$	=	3,57 t
Lastwagen, Hinterräder	$q L_H = (0,24 + 0,18) 4$	=	1,68 t
	<b>zusammen</b>	$q H_m =$	<b>+5,25 t.</b>
	$q' D_H = (0 + 0,68) 7$	=	4,75 t
	$q' L_H = (0,40 - 0,18) 4$	=	0,88 t
	<b>zusammen</b>	$q' H_m =$	<b>+5,63 t.</b>

Gleichmäßig verteilte Verkehrslast  $p$  neben den Fahrzeugen (s. Lastanordnung Abb. 2, Mitte)

$$q p_m = 0,239 \cdot 0,80 \cdot 0,5 + 0,10 \cdot 2,2 \cdot 0,5 = 0,21 \text{ t/m}$$

$$q' p_m = -0,23 \cdot 0,80 \cdot 0,5 - 0,10 \cdot 2,2 \cdot 0,5 = -0,20 \text{ t/m.}$$

Bestimmung der Hauptträgermomente.

Die Hauptträgermomente werden hier nur für die Schnitte in 0,4 l und 0,5 l ermittelt. Auf Abb. 3 sind die  $M_0$ -Einflußlinien der Hauptträger ohne Querträger und die  $M'$ -Einflußlinien der auch an den Querträgern unnachgiebig gestützten Hauptträger (mit Angerschen Tabellen)

für die genannten Schnitte aufgetragen. Die  $M_0$ -Einflußlinien werden mit den auf den  $q$ -Linien querverteilten Lasten, die  $M'$ -Einflußlinien mit den auf den  $q'$ -Linien reduzierten Lasten ausgewertet. Die ungünstigste Laststellung über der  $M_0$ -Linie ist auch für die Auswertung der  $M'$  maßgebend.

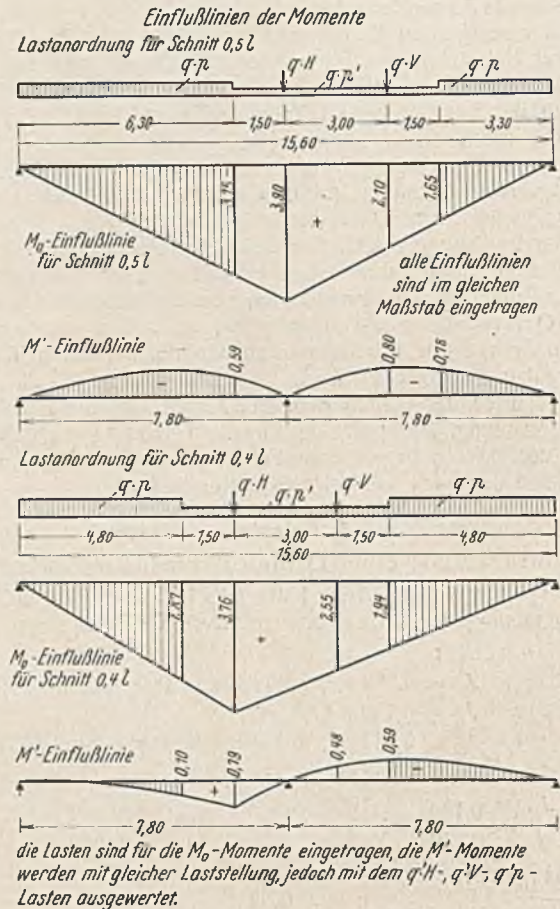


Abb. 3. Die Momenteneinflusslinien für zwei Hauptträgerschnitte in 0,4 l und 0,5 l.

Es ergeben sich folgende Momente: für Schnitt 0,5 l, ständige Last

Randträger $M_0 q = 0,125 \cdot 15,6^2 \cdot 4,13$	=	125,8 tm
$M' q' = 0,125 \cdot 7,8^2 \cdot 0,93$	=	7,1 "
<b><math>M_{gr} =</math></b>	<b>132,9 tm.</b>	
Mittelträger $M_0 q = 0,125 \cdot 15,6^2 \cdot 2,57$	=	78,2 tm
$M' q' = -0,125 \cdot 7,8^2 \cdot 0,93$	=	-7,1 "
<b><math>M_{gm} =</math></b>	<b>71,1 tm.</b>	

Verkehrslast, Randträger:

$M_0 q = 3,9 \cdot 9,64 + 2,4 \cdot 6,44 + (2,27 \cdot 4,5 + 3,52 \cdot 1,5) 0,35$	=	75,24 tm
$+ 0,5 \cdot 1,65 \cdot 3,3 \cdot 1,33 + \frac{1}{2} \cdot 3,15 \cdot 6,3 \cdot 1,33$	=	
$M' q' = 0(-4,33) + 0,8 \cdot 2,7 - 6,0 \cdot 0,37 \cdot 0,11$	=	+ 4,13 "
$+ 0,5 \cdot 6,3 \cdot 1,1 \cdot 0,46 + 0,5 \cdot 0,8 \cdot 3,3 \cdot 0,46$	=	
<b><math>M_{pr} =</math></b>	<b>79,37 tm.</b>	

Verkehrslast, Mittelträger:

$M_0 q = 3,9 \cdot 5,25 + 2,4 \cdot 3,44 + (2,27 \cdot 4,5 + 3,52 \cdot 1,5) 0,21$	=	+ 41,86 tm
$+ 0,5 \cdot 1,65 \cdot 3,3 \cdot 0,78 + 0,5 \cdot 3,15 \cdot 6,3 \cdot 0,78$	=	
$M' q' = 0 \cdot 5,63 - 0,8 \cdot 3,84 + 6,0 \cdot 0,37 \cdot 0,20$	=	- 4,34 "
$- 0,5 \cdot 6,3 \cdot 1,1 \cdot 0,36 - 0,5 \cdot 0,80 \cdot 3,3 \cdot 0,36$	=	
<b><math>M_{pm} =</math></b>	<b>+ 37,52 tm.</b>	

Momente für Schnitt 0,4 l, ständige Last.

Randträger $M_0 q + M' q' = 120,8 + 1,1 = 121,9$ tm	=	$M_{gr}$
Mittelträger $M_0 q + M' q' = 75,2 - 1,1 = 74,1$ tm	=	$M_{gm}$

Verkehrslast:

Randträger $M_0 q + M' q' = 74,0 - 1,7 = 72,3$ tm	=	$M_{pr}$
Mittelträger $M_0 q + M' q' = 41,1 + 2,3 = 43,4$ tm	=	$M_{pm}$

Größtwerte der Momente:

$$M_{\max} = M_g + \varphi M_p \quad \text{für Stoßzahl } \varphi = 1,275.$$

	<b>Randträger:</b>		<b>Mittelträger:</b>
0,4 l	$M_{\max} = 121,9 + 1,275 \cdot 72,3 = 214,0$	74,1 + 1,275 \cdot 43,3 =	129,4 tm
0,5 l	$M_{\max} = 132,9 + 1,275 \cdot 79,37 = 234,4$	71,1 + 1,275 \cdot 37,52 =	118,9 tm.

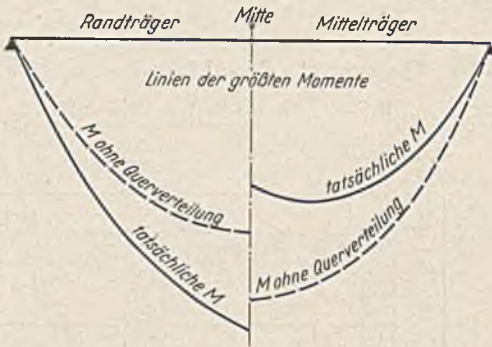


Die Linien der Größtmomente zeigt Abb. 4 im Vergleich mit der früher üblichen Berechnung ohne Querverteilung. Die Abweichungen sind sehr groß.

**Bestimmung der Hauptträger-Querkräfte.**

Die Querkräfte an den Hauptträgern werden hier nur für den Schnitt rechts vom Querträger untersucht. Die  $Q_0$ - und  $Q'$ -Einflußlinien sind in Abb. 5 gezeichnet, sie werden wie bei den Momenten mit den auf den  $q$ - und  $q'$ -Linien querverteilten Lasten ausgewertet. Es ergeben sich dann die folgenden Querkräfte am

Vergleich der unter Berücksichtigung der Trägerrostwirkung ermittelten Kräfte mit denen, die nach der üblichen Berechnung ohne Querverteilung ermittelt werden.



Schnitt Kraft	Randträger			Mittelträger		
	ohne Querverteilung	mit Querverteilung	Fehler in %	ohne Querverteilung	mit Querverteilung	Fehler in %
M in $Q_0 L$	151,3 tm	214,0 tm	29 %	202,5 tm	129,4 tm	56 %
M in $Q_0 L$	155,1 tm	234,4 tm	34 %	270,0 tm	178,9 tm	76 %
Q in $Q_0 L$				11,4 t	20,1 t	43 %
Querträger M in Mitte				9,5 tm	55,1 tm	83 %
M unter Träger b				0 tm	50,9 tm	
Q am Randträger				15,1 t	35,8 t	56 %

Abb. 4.

**Randträger, ständige Last:**

$$Q_0 q + Q' q' = 0 - 4,46 = -4,46 \text{ t} = Q_{gr}$$

**Verkehrslast:**

$$Q_0 q = 0,5 \cdot 9,64 + 0,31 \cdot 6,44 + \frac{1}{2} \cdot 0,71 \cdot 4,5 \cdot 0,35 + \frac{1}{2} \cdot 0,21 \cdot 3,3 \cdot 1,33 = 7,83 \text{ t}$$

$$Q' q' = -1,0 \cdot 4,33 - 0,70 \cdot 2,70 + 0,77 \cdot 4,5 \cdot 0,11 - \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 3,3 \cdot 0,46 = -6,22 \text{ t}$$

$$Q_{pr} = 1,61 \text{ t}$$

$$\max Q = Q_{gr} + \gamma Q_{pr} = -2,4 \text{ t}$$

**Einflußlinien der Querkräfte**

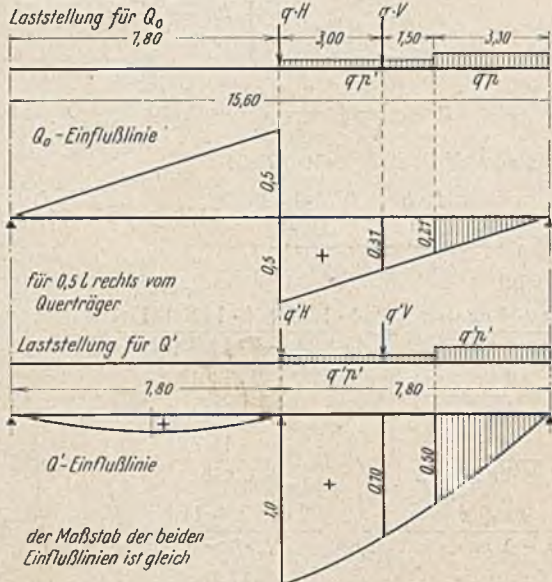


Abb. 5. Einflußlinien der Hauptträgerquerkraft rechts vom Querträger.

**Querkräfte am Mittelträger: ständige Last**

$$Q_{gm} = Q_0 q + Q' q' = 0 + 4,46 = 4,46 \text{ t}$$

**Verkehrslast:**

$$Q_0 q = 0,5 \cdot 5,25 + 0,31 \cdot 3,44 + \frac{1}{2} \cdot 0,71 \cdot 4,5 \cdot 0,21 + \frac{1}{2} \cdot 0,21 \cdot 3,3 \cdot 0,78 = +4,29 \text{ t}$$

$$Q' q' = 1,0 \cdot 5,63 + 0,70 \cdot 3,84 - 0,77 \cdot 4,5 \cdot 0,2 + \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 3,3 \cdot 0,36 = +7,93 \text{ t}$$

$$Q_{pm} = +12,22 \text{ t}$$

$$\max Q_m = Q_{gm} + \gamma Q_{pm} = +20,1 \text{ t}$$

Hier wurden nur die positiven  $Q$  ermittelt. Für den Randträger ergeben die negativen  $Q$  die größeren Werte, weil dort  $Q'$   $q'$  kleineren Einfluß hat.

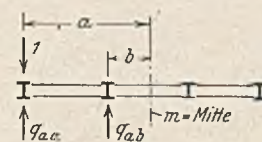


Abb. 6.

**Ermittlung der Kräfte am Querträger.**

Die Querträgerkräfte werden mit dem Näherungsverfahren des über 0,6 l gleichbleibend gedachten Einflusses ermittelt.

**Querträgermomente:**

Einflußordinaten für das Querträgermoment in Brückenmitte.

$$\eta_a = -1 a + q_{aa} a + q_{ab} b \quad (\text{Abb. 6})$$

$$= -3,4 + 0,812 \cdot 3,4 + 0,248 \cdot 1,13 = -0,359 \text{ m}$$

$$\eta_b = -1 b + q_{bb} b + q_{ba} a$$

$$= -1 \cdot 1,13 + 0,259 \cdot 1,13 + 0,431 \cdot 3,40 = +0,62 \text{ m}$$

$$\eta_m = -1 \cdot 0 + q_{mb} b + q_{ma} a$$

$$= 0 + 0,262 \cdot 3,4 + 0,22 \cdot 1,13 = +1,14 \text{ m}$$

Einflußordinaten für das Querträgermoment unter Träger b.

$$\eta_a = -1 \cdot 2,27 + 0,812 \cdot 2,27 = -0,426 \text{ m}$$

$$\eta_b = -1 \cdot 0 + 0,431 \cdot 2,27 = +0,98 \text{ m}$$

$$\eta_c = -1 \cdot 2,27 + 0,259 \cdot 2,27 + 0,431 \cdot 4,54 = +0,28 \text{ m}$$

$$\eta_d = -1 \cdot 4,54 + 0,812 \cdot 4,54 + 0,246 \cdot 2,27 = -0,294 \text{ m}$$

**Einflußlinien der Querträgerkräfte unter dem Querträger**

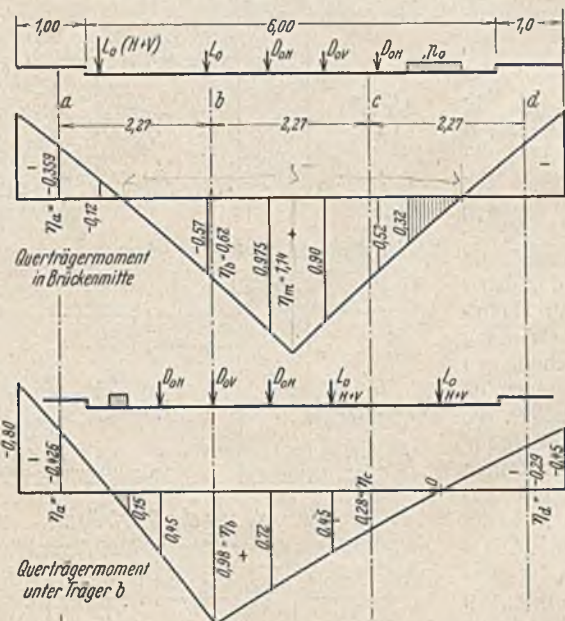


Abb. 7. Einflußlinien der Querträgermomente.

Mit diesen Einflußordinaten wurden die Einflußlinien der Abb. 7 aufgezeichnet. Die Auswertung mit den darüber gezeichneten nicht querverteilten Lasten ergibt für eine Länge gleichbleibend gedachten Einflusses von  $0,6 \cdot 15,6 = 9,4$  m folgende Momente (hinter den Fahrzeugen bleibt  $9,4 - 6 = 3,4$  m verteilte Verkehrslast  $p = 0,5 \text{ t/m}^2$ ):

Ständige Last  $M_{gm} = (-2 \cdot 0,359 \cdot \overbrace{3,20}^{g_{or}} + 2 \cdot 0,62 \cdot \overbrace{3,50}^{g_{om}}) 9,4 = 19,4 \text{ tm}$

Verkehr  $M_{pm} = -0,12(4 + 2) + 0,57(4 + 2) + 0,975 \cdot 7 + 0,90 \cdot 10 + 0,52 \cdot 7 + \left(\frac{0,32}{2} \cdot 0,75 \cdot 6 + \frac{5}{2} \cdot 1,14 \cdot 3,4\right) 0,5 = 28,0 \text{ tm}$

$$\max M_m = M_{gm} + \gamma M_{pm} = 19,4 + 1,275 \cdot 28,0 = 55,1 \text{ tm}$$

**Querträgermoment unter Träger b.**

Ständige Last  $M_{gb} = [-(0,426 + 0,29) \overbrace{3,20}^{g_{or}} + (0,98 + 0,28) \overbrace{3,50}^{g_{om}}] 9,4 = 19,4 \text{ tm}$

Verkehr:  $M_{pb} = 0,45 \cdot 7 + 0,98 \cdot 10 + 0,72 \cdot 7 + 0,45(4 + 2) + \frac{1}{2} \cdot 0,98 \cdot 4,8 \cdot 0,5 \cdot 3,4 = 24,69 \text{ tm}$

$$\max M_b = M_{gb} + \gamma M_{pb} = 19,4 + 1,275 \cdot 24,69 = 50,9 \text{ tm}$$

Das größte negative Moment infolge Verkehr am Querträger wird kleiner als  $M_{gr}$  und zwar

$$-M_{pb} = (0,5 \cdot 0,80 \cdot 1,35 + 0,5 \cdot 0,45 \cdot 1,8) 9,4 \cdot 0,5 = -4,4 \text{ t}$$



Querträger-Querkräfte.

Die Einflußlinien der Querträger-Querkräfte werden aus der  $q$ -Linie für den Randträger erhalten. In Abb. 8 ist die Einflußlinie für die größte Querträger-Querkräfte unmittelbar rechts vom linken Randträger aufgezichnet. Die Auswertung ergibt:

$$\begin{aligned} \text{Ständige Last } Q_{ga} &= [-(0,188 + 0,128)3,2 + (0,431 + 0,213)3,5]9,4 = 11,2 \text{ t} \\ \text{Verkehr } Q_{pa} &= 0,710 \cdot 7 + 0,564 \cdot 10 + 0,44 \cdot 7 + 0,302(4 + 2) \\ &\quad + 0,10(4 + 2) + \frac{1}{2} \cdot 0,78 \cdot 4,8 \cdot 3,4 \cdot 0,5 = 19,27 \text{ t} \\ \text{Somit } \max Q_a &= Q_{ga} + \gamma Q_{pa} = 11,2 + 1,275 \cdot 19,27 = 35,8 \text{ t} \end{aligned}$$

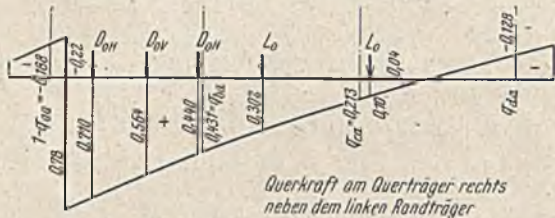


Abb. 8. Einflußlinie der Querträgerquerkraft.

Als Stoßzahl wurde auch beim Querträger absichtlich  $\gamma = 1,275$ , das zu einer Stützweite von 15,6 m gehört, gewählt, weil der Querträger die gleiche Stoßdämpfung erfährt wie der 15,6 m weit gespannte Hauptträger.

Bei den Querträgerkräften erkennt man noch deutlicher als bei den Hauptträgern die Wirkung der verschiedenen Trägheitsmomente der Hauptträger, die die Berücksichtigung der Querverteilung unbedingt erforderlich machen, wie die Vergleiche der Abb. 4 u. 9 zeigen.

An der in Abb. 9 schematisch dargestellten Bewehrung wird ebenfalls veranschaulicht, wie sehr die richtigen Werte der einfachen Balkenbrücke von den Ergebnissen der selbster üblichen Berechnung ohne Querverteilung abweichen. Gleichzeitig zeigt das Beispiel, daß die bei 15,6 m Stützweite für Eisenbeton ungewöhnlich niedrige Bauhöhe von 1,08 m (Mittelträger) bei Trägerrosten möglich ist, während nach der früheren Berechnung die erforderliche Bewehrung des Mittelträgers nicht mehr hätte untergebracht werden können.

Selbstverständlich sind bei stählernen Brücken die Ergebnisse der Trägerrostberechnung im Vergleich zur Berechnung ohne Querverteilung ähnlich.

2. Beispiel.

An einer Straßenbrücke mit über zwei Öffnungen durchlaufenden Hauptträgern (Überführung über eine Autobahn, Abb. 10) soll gezeigt werden, wie die Querverteilungszahlen genähert aus den Formeln für den einfeldrigen Trägerrost ermittelt werden können, wenn sie nicht zweckmäßiger an einem Modell gemessen werden.

Trägheitsmomente:

Mittelträger  $J = 0,1174 \text{ m}^4$ , mitwirkende obere Plattenbreite 300 cm  
 Randträger  $J_R = 0,1437 \text{ m}^4$ , mitwirkende obere Plattenbreite 145 cm  
 Querträger  $J_Q = 0,0500 \text{ m}^4$ , mitwirkende obere Plattenbreite 280 cm.

Trägheitsmomentenverhältnisse:

$$r = \frac{J_R}{J} = \frac{0,1437}{0,1174} = 1,22 \quad c = \frac{J_Q}{J} = \frac{0,050}{0,1174} = 0,43.$$

Da in jeder Öffnung drei Querträger sind, darf zur Bestimmung der mittleren Querverteilung  $i = 1,6$  berücksichtigt werden:

$$i c = 1,6 \cdot 0,43 = 0,70.$$

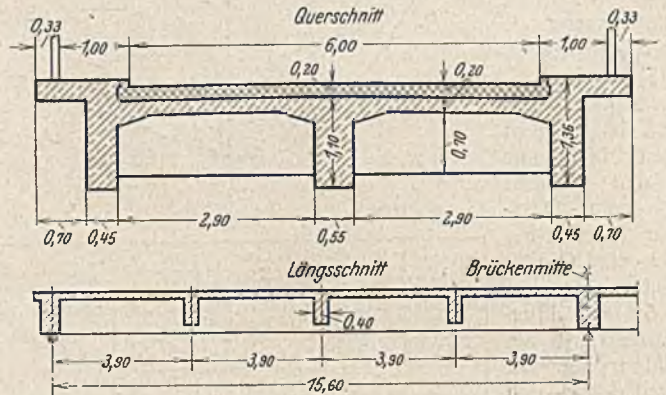


Abb. 10. Die Abmessungen des zweiten Beispiels.

Querverteilungszahlen.

Der Querschnitt ist symmetrisch und hat stärkere Randträger. Die Querverteilungszahlen können mit den angegebenen Formeln bestimmt werden.

Da es sich um einen Trägerrost mit über zwei Felder durchlaufenden Hauptträgern handelt, ist  $k = \frac{\delta_{oo}}{\delta_o}$  zu bestimmen (Abb. 11).

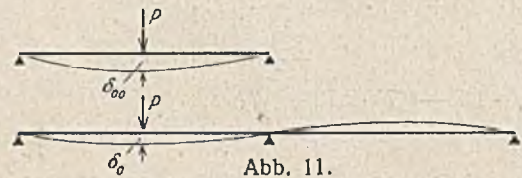


Abb. 11.

$$\left. \begin{aligned} EJ \delta_{oo} &= \frac{P l^3}{48} \\ EJ \delta_o &= \frac{P l^3 \cdot 23}{48 \cdot 32} \end{aligned} \right\} k = \frac{\delta_{oo}}{\delta_o} = \frac{32}{23} = 1,39.$$

Ferner ist  $n = \frac{2a}{l} = \frac{2 \cdot 3,40}{15,60} = 0,436 \quad n^3 = 0,083.$

Damit wird der Steifigkeitsgrad:

$$z = \frac{i c k}{n^3} = \frac{0,70 \cdot 1,39}{0,083} = 11,7. \quad r z = 14,3.$$

Somit wird

$q_{aa} = \frac{4r + 4rz + z}{4r + 4rz + 2z} = \frac{4 \cdot 1,22 + 4 \cdot 14,3 + 11,7}{4 \cdot 1,22 + 4 \cdot 14,3 + 2 \cdot 11,7} = 0,864$	für Randträger a
$q_{ba} = \frac{2zr}{4r + 4rz + 2z} = \frac{2 \cdot 14,3}{85,48} = 0,334$	
$q_{ca} = \frac{-z}{4r + 4rz + 2z} = \frac{-11,7}{85,48} = -0,137$	
$q_{bb} = \frac{2r + z}{2r + 2rz + z} = \frac{2 \cdot 1,22 + 11,7}{\frac{1}{2} \cdot 85,48} = 0,322$	für Mittelträger b.
$q_{ab} = \frac{z}{2r + 2rz + z} = \frac{11,7}{\frac{1}{2} \cdot 85,48} = 0,274$	

Probe:  $\sum r q_a = 1 = 0,864 + 0,334/1,22 - 0,137 = 1,000$  stimmt!  
 $\sum r q_b = 1 = 0,332 + 2 \cdot 1,22 \cdot 0,274 = 1,000$  stimmt!

Mit diesen  $q$ -Querverteilungszahlen wurden die  $q$ - und  $q'$ -Quereinflußlinien der Abb. 12 aufgezeichnet.

Für Rand- und Mittelträger werden die Lastanteile durch Auswertung dieser Quereinflußlinien wie beim ersten Beispiel erhalten. Die  $M_o$ - und  $M'$ -Einflußlinien für die Hauptträgermomente in den Schnitten 0,41 und über der Zwischenstütze sind in Abb. 13 in gleichem Maßstabe aufgetragen. Durch die drei Querträger in jedem Felde werden die  $M'$ -Werte so klein, daß sie für überschlägige Berechnungen vernachlässigt werden können. Anders liegen die Verhältnisse bei den Querkräften (Abb. 14).



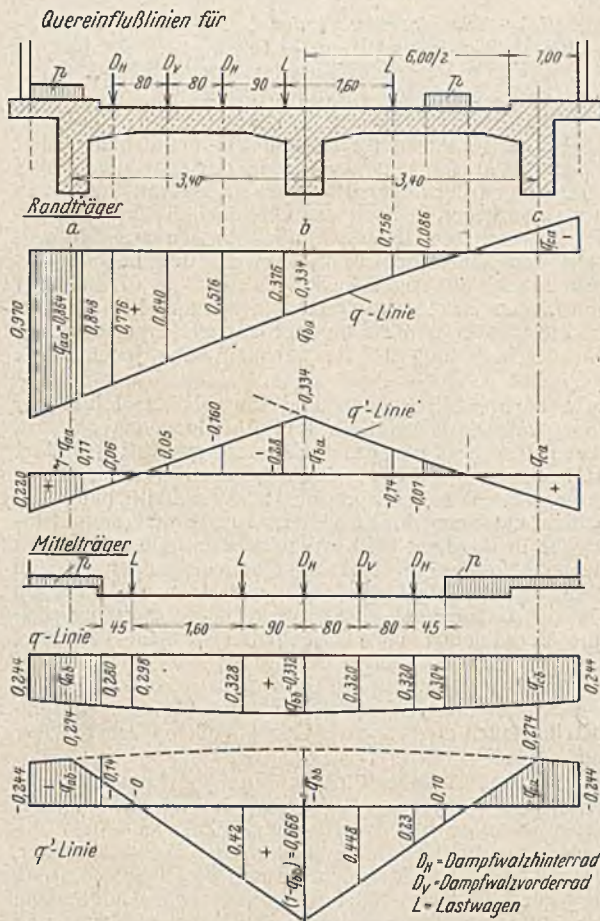


Abb. 12. Quereinflusslinien für Rand- und Mittelträger.

Da das Eigengewicht ausgleichend wirkt, sind bei Stahlbrücken mit leichtem Fahrbelag die Abweichungen der Trägerrostberechnung von der Berechnung ohne Querverteilung noch größer als bei den schwereren Eisenbetonbrücken.

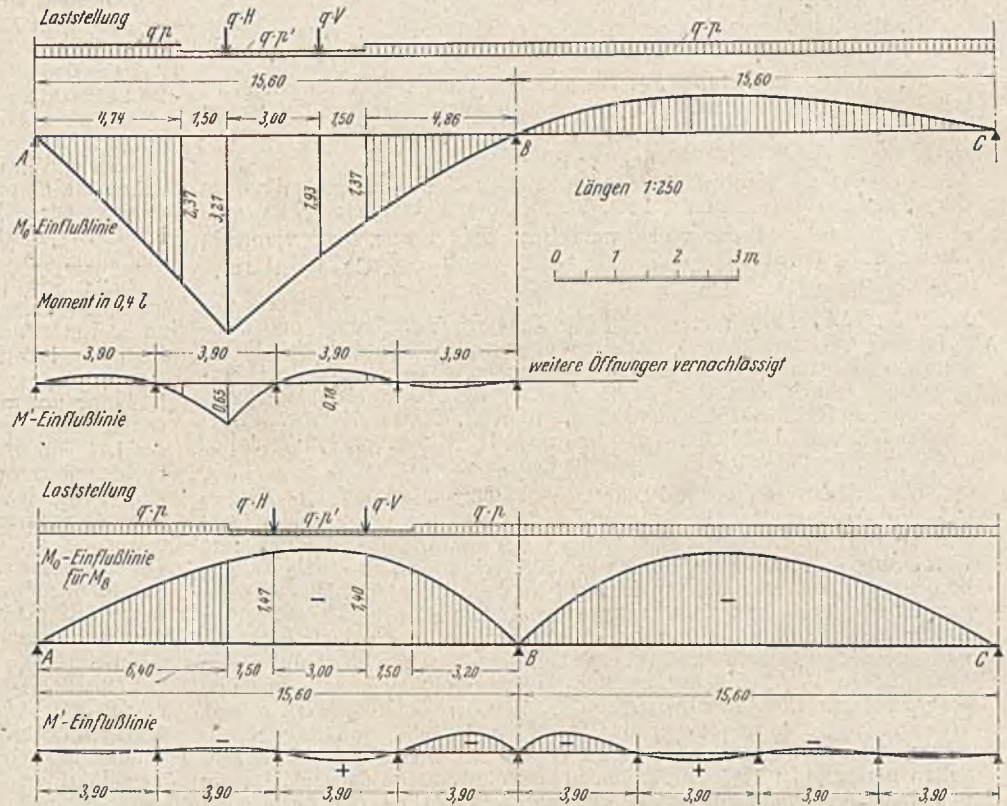


Abb. 13. Einflußlinien der Hauptträgermomente in 0,4 l und über der Mittelstütze.

$Q_0$ -Einflusslinie für Schnitt rechts vom ersten Querträger

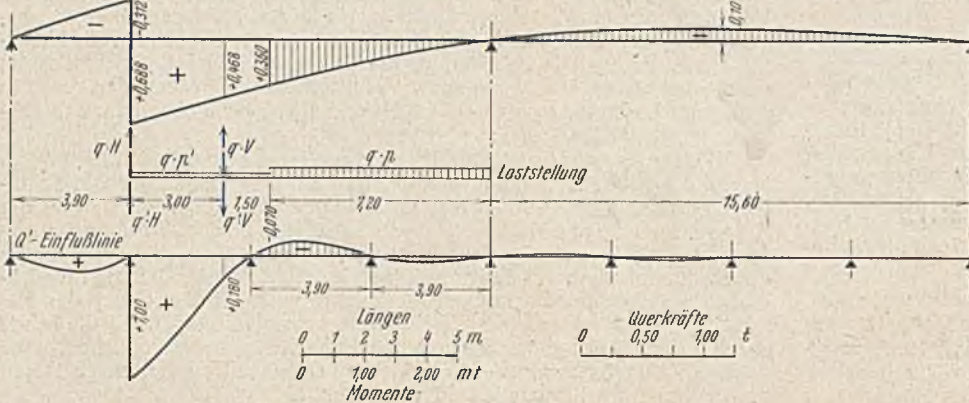


Abb. 14. Einflusslinien der Hauptträgerquerkraft rechts vom ersten Querträger.

Das Ergebnis der Trägerrostberechnung für das zweite Beispiel ist in der nebenstehenden Tabelle mit der Berechnung ohne Querverteilung verglichen, wobei auch die Werte infolge Verkehrslast allein angegeben sind.

Vergleich der ermittelten Kräfte im Trägerrost mit den ohne Querverteilung bestimmten Kräften (seitler übliche Berechnung)

Kraft und Schnitt	Randträger		Fehler in %	Mittelträger		Fehler in %
	ohne Querverteilung	mit Querverteilung		ohne Querverteilung	mit Querverteilung	
$M$ in 0,4 l	+131,9 tm	160,3 tm	-18 %	+188,8 tm	128,9 tm	+47 %
$M$ Stütze	-175,4 tm	-211,2 tm	-17 %	-247,4 tm	-173,6 tm	+39 %
$Q$ in 1/4	+21,1 t	+21,9 t	-3 %	+31,4 t	+32,4 t	-3 %
$M$ Quertrg.	Obezw. 73,3 tm	+39,5 tm	-66 %			
$Q$ Quertrg.	+19,2 t	+26,7 t	-28 %			
<b>Verkehrslast allein</b>						
$M$ in 0,4 l	53,26 tm	67,76 tm	-21 %	82,7 tm	51,32 tm	+60 %
$M$ Stütze	-48,74 tm	-62,15 tm	-22 %	-73,26 tm	-47,19 tm	+56 %
$Q$ in 1/4	+10,71 t	+11,4 t	-6 %	+17,06 t	+17,8 t	-4 %

Wenn auch das angewandte Verfahren bei durchlaufenden Konstruktionen mit mehreren Querträgern in jedem Felde noch keine ganz genauen Werte liefert, so werden doch die seither unterschätzten Fehler durch Vernachlässigung der Querverteilung ohne rechnerische Schwierigkeiten vermieden.

### Bücherschau.

Brennecke, L., Dr.-Ing. e. h., Marine-Hafenbaudirektor a. D., Geheimer Admiralitätsrat, und Lohmeyer, E., Dr.-Ing., Oberbaudirektor a. D., Beratender Ingenieur: Der Grundbau. 5. Aufl., 1. Band, I. Teil: Baugrund. VIII, 248 S., 163 Textabb. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 19 RM, in Leinen 21 RM.

Mit der Neubearbeitung des ersten Teiles zum 1. Band „Der Grundbau“ ist Dr. Lohmeyer dem dringenden Bedürfnis nach einer zusammenfassenden Darstellung der Erdbaumechanik und seiner Anwendungsmöglichkeiten nachgekommen. Die insbesondere von seiten der Praxis herrührenden Klagen, daß die Literatur dieses Sachgebietes sehr verstreut und oft nur schwer zugänglich sei, waren leider allzu berechtigt. Das vorliegende Werk wird daher nicht nur für den Studierenden, sondern vor allem auch für den praktisch tätigen Bauingenieur von großem Nutzen sein.

Der erste Teil zum 1. Band ist in acht Hauptabschnitte unterteilt, die in übersichtlicher Form gegliedert sind und deren Inhalt kurz folgender ist:

A. Übersicht über die Bodenarten: Entstehung und Bezeichnung der einzelnen Bodenarten, wie Sand, Schluff, Ton, Loß, Faulschwamm usw.; auf die Haupteigenschaften und Gefahren der einzelnen Bodenarten ist besonders hingewiesen.

B. Aufbau der Böden: Korngrößen der Böden und verschiedene Verfahren zu ihrer Bestimmung (Kornanalyse); Einfluß der Korngrößen auf das Gefüge der Böden; Hohlraum- und Wassergehalt der verschiedenen Böden, Gewichtsbestimmung, mineralogische und chemische Zusammensetzung der Böden.

C. Das Wasser im Boden: Die wichtigsten Erscheinungsformen des Wassers im Boden und ihr Einfluß auf sein Verhalten; Bestimmung der Durchlässigkeit; Erscheinungsformen des Grundwassers; Strömung des Wassers im Boden und der Einfluß auf Bauwerke; Auftriebserscheinungen.

D. Reibung, Spannungen und Setzungen in nichtbindigen Böden: Das Reibungsgesetz und Verfahren zur Ermittlung der Scherfestigkeit von Böden; Druckfestigkeit und ihre Bestimmung; Druckverteilung im Baugrund, Einfluß der Belastungsfläche der Größe und Tiefe nach; zulässige Belastung; Berechnung der Setzungen.

E. Schub- und Druckfestigkeit und Setzungen in bindigen Böden: Beschreibung der Grundlagen, Meß- und Berechnungsverfahren, ähnlich aufgebaut, wie im Abschnitt D für Sandböden beschrieben ist. Hinzu kommt die Behandlung der Setzungsanalyse mit Beispielen zum besseren Verständnis.



F. Untersuchung des Baugrundes: Geologische Untersuchungen, Aufschluß durch Schürfen und Bohren; Beschreibung der einzelnen Bohrverfahren und Geräte; Entnahme ungestörter Bodenproben; Prüfverfahren im Bohrloch; Wert von Probabelastungen; geophysikalische und chemische Untersuchungen.

G. Beobachtung der Setzung von Bauwerken: Meßverfahren und Hinweis auf die Wichtigkeit der Beobachtung von Setzungen.

H. Zulässige Belastung: Gegenüberstellung der in der Baupraxis zugelassenen Höchstbelastungen, gewöhnlich mit „zulässiger Belastung“ bezeichnet, und der vom Standpunkte der Erdbaumechanik zugelassenen Belastungen der verschiedenen Bodenarten.

Besonders wertvoll sind die in der Schrift enthaltenen Beschreibungen der einzelnen Versuchsgeräte bzw. Versuchsdurchführungen.

Zweifellos wird das vorliegende Buch in der Praxis die verdiente Anerkennung finden.

L. Casagrande.

**Stahl im Hochbau.** Taschenbuch für Entwurf, Berechnung und Ausführung von Stahlbauten. Herausgegeben vom Verein deutscher Eisenhüttenleute im NS-Bund Deutscher Technik, Düsseldorf, mit Unterstützung durch den Stahlwerks-Verband AG (Düsseldorf) und den Deutschen Stahlbau-Verband (Berlin). 10. Aufl. XXII u. 770 S. mit über 2000 Textabb. Juli 1938. Stahlisen m. b. H., Düsseldorf I, und Julius Springer, Berlin W 9. Preis geb. in Leinen 12 RM.

Die soeben erschienene 10. Auflage des vortrefflichen Taschenbuches „Stahl im Hochbau“<sup>1)</sup>, das für alle beteiligten Kreise zu einem wohl unentbehrlichen Rüstzeuge geworden ist, hat zwar die bisherige bewährte Gliederung des gewaltigen Stoffes in 13 Abschnitten und einem Anhang beibehalten, auch der Umfang ist nicht vermehrt worden. Hingegen ist der Inhalt durch zahlreiche zeitgemäße Änderungen in den einzelnen Abschnitten sorgfältig auf den gegenwärtigen Stand der Technik gebracht, und die vielen Schrifttumshinweise sind vermehrt, um auch die vielen neuzeitlichen Veröffentlichungen leichter verwerten zu können und den Weg auch zur Lösung schwieriger Aufgaben des Stahlbaues zu zeigen. Wie schnell die Anwendungen des Stahles im Hochbau fortschreiten, ergibt sich schon daraus, daß sich am Schluß des Buches ein volle acht Seiten umfassender Nachtrag findet, in dem die während der Drucklegung neu herausgekommenen neuen Verordnungen (bis zu der noch nicht gültigen neuen DIN 1055, Bl. 4, betr. Windlasten) und sonstige Ergänzungen zusammengestellt sind.

Von den vielen Neuerungen in den einzelnen Abschnitten seien nur einige wichtigere herausgehoben:

1. Abschnitt: Krupp-St-Profile.
2. Abschnitt: DIN 1055, Bl. 5 (Schneebelastung); DIN 1050 (Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau); DIN 1053 (Berechnungsgrundlagen für Bauteile aus künstlichen und natürlichen Steinen); Runderlasse und Verordnungen betr. Einschränkung der Verwendung von Eisen und Stahl zu Bauzwecken; Richtlinien für Einsparungsmöglichkeiten usw. im Sinne des Vierjahresplanes (Hinweise); Technische Lieferbedingungen der Deutschen Reichsbahn für Bau-stahl St 52 und Nietstahl St 34 nach Ausgabe I 1937; Reichsbahnvorschrift über „Beulsicherheit der Stegbleche“.
5. Abschnitt: Erweiterung der Tafeln geschweißter Blechträger.
8. Abschnitt: Abänderungen der Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, Runderlaß vom 16. 2. 1937, sowie der „Vorschriften über den hochwertigen Betonstahl“ mit neuen Bemessungstabellen. Die Abhandlungen über Sonderbewehrungsstahl sind den neuesten Festlegungen angepaßt.
13. Abschnitt: Auszug aus den neuen „Bestimmungen über die Umgrenzung des lichten Eisenbahnfahrtraumes“.

Im Anhang ist zu erwähnen die Umrechnung der Baustützen aus II- und □-Profilen nach den Bestimmungen vom 7. 7. 1937 (DIN 1050, 2. Ausgabe), die Anpassung der I-Träger-Biegetragfähigkeitstabellen an die neuen Durchbiegungs-Bestimmungen  $f = l/200$ ,  $l/300$  und  $l/500$  sowie die Erweiterung der Quadratzahlen für  $n = 8000$  bis  $10000$ .

Besonders hinzuweisen ist hier nochmals auf die zahlreichen wertvollen Angaben der „Ergänzungen nach Drucklegung“ am Schluß des Buches.

Der „Schnell-Aufsucher“, der diesmal nur auf den beiden Schlußblättern gedruckt ist, dürfte die praktische Handhabung des Taschenbuches, die durch die klare Gliederung des umfangreichen Stoffes und das sehr ausführliche, 16 Seiten beanspruchende Inhaltsverzeichnis schon außerordentlich bequem gemacht ist, noch weiter erleichtern.

Die Ausstattung der 10. Auflage ist, abgesehen von der etwas reichlichen Verwendung sehr kleinen Satzes und von dessen starker Zusammendrängung an manchen Stellen, mustergültig.

Das Werk „Stahl im Hochbau“ ist so allgemein bekannt und geschätzt, daß die neue Auflage einer besonderen Empfehlung kaum bedarf. Ihr eingehendes Studium und ihre fleißige Benutzung ist eben für jeden Stahlbauingenieur, der auf der Grundlage des heutigen Standes des Stahlbaues sicher arbeiten will, ein notwendiges Gebot; der durchaus mäßige Preis erleichtert übrigens sehr die Anschaffung des Buches. Laskus.

<sup>1)</sup> Besprechung der 9. Auflage (von 1935) s. Bautechn. 1935, Heft 52, S. 655.

**Dritte zwischenstaatliche Zusammenkunft der Leiter der Seezeichenverwaltungen** — Berlin 1937, 5. bis 15. Juli — Tagungsbericht. Verfaßt im Reichs- und Preußischen Verkehrsministerium im April 1938. XIV, 215 S. mit 9 Abb. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 16 RM.

Bei dem Mangel an allgemeinen technischen Veröffentlichungen auf dem Gebiete des Seezeichenwesens ist es besonders zu begrüßen, daß das Ergebnis der Beratungen der Leiter der Seezeichenverwaltungen von 20 Ländern durch das vorliegende Buch der Öffentlichkeit bekannt gemacht wird. Auf der genannten Tagung wurden Fragen aus den verschiedenen Gebieten des Seezeichenwesens, sowohl des Leuchtfeuerwesens wie des Schall- und Funksignalwesens erörtert. In 67 Berichten haben die einzelnen Länder ihre Erfahrungen zu insgesamt 24 Fragen vorgelegt. Diese Berichte sind zwar nicht im Wortlaut wiedergegeben, ihr Inhalt ist jedoch in der Einleitung der Besprechung einer jeden Frage enthalten.

Die Schrift gibt einen vollständigen und klargemachten Inhalt der gesamten Verhandlungen. Diese waren in drei Abteilungen gegliedert, zu deren Vorsitzenden die deutschen Vertreter gewählt wurden. Über den Inhalt soll nur ein kurzer Überblick gegeben werden. Beim Leuchtfeuerwesen kamen zur Besprechung: Vereinheitlichung der Kennung und Begriffsbestimmung der Leuchtfeuer sowie wirksame Lichtstärke und ihre Angabe in den Leuchtfeuerverzeichnissen, Durchlässigkeit der Luft für weiße und farbige Lichter und die Bedingungen, die an Farbschmelzen zu stellen sind. Die besonders interessanten Ausführungen über Fortschritte in der Entwicklung elektrischer Glühlampen und insbesondere über die Verwendung von Gasentladungslampen beweisen, daß auch auf dem Gebiete des Leuchtfeuerwesens, als dem ältesten Teil des Seezeichenwesens trotz der großen Entwicklung der letzten Jahrzehnte noch weitere Verbesserungen erwartet werden können. Im Zusammenhang hiermit hat auch die Frage der Genauigkeit optischer Gläser erhöhte Bedeutung.

Beim Schallsignalwesen finden die Ausführungen über elektrische Luftschallsender besondere Beachtung. Während die Entwicklung der elektrischen Wasserschallsender bereits seit einiger Zeit zu einem gewissen Abschluß gekommen ist, konnten die elektrischen Luftschallsender, veranlaßt durch Versuche, die von der deutschen Seezeichenverwaltung ausgeführt wurden, durch Bau von Sendern geringerer Tonhöhe ohne wesentliche Gewichtsvermehrung sowie durch die Gruppenwirkung und die Abschattung der Sender erheblich verbessert werden. Im Zusammenhang hiermit kommt der Messung der gestrahlten Leistung zum Zwecke der Ermittlung des akustischen Wirkungsgrades erhöhte Bedeutung zu. Von besonderem Werte erscheinen auch die Ausführungen über die Bestimmung der Sichtigkeit als Grundlage für die Abgabe von Nebelsignalen. Es handelt sich darum, ein brauchbares Gerät zu entwickeln, durch das unter Verwendung von Filtern das Verschwinden von in geringerer Entfernung aufgestellten Nebelmarken maßgebend für den Einsatz von Nebelsignalen ist.

Die Besprechungen der im Funksignalwesen vorliegenden Fragen lassen die große Bedeutung erkennen, die dieses Gebiet für die Schifffahrt gewonnen hat. Auch hier wird weiter an einer Verbesserung der Anlagen zum Senden und Empfangen sowie der Funkfeuerordnungen gearbeitet. Bei den Funkpeilern handelt es sich vor allem um die Frage des Sichtempfanges. Man war sich jedoch darüber einig, daß die Möglichkeit bestehen bleiben muß, Hörempfang vorzunehmen. Bei der Besprechung der Funkfeuerordnungen wurde besonders eingehend die Dauer der Kennung behandelt. Eine Abkürzung würde es ermöglichen, eine größere Zahl von Funkfeuern als bisher nacheinander arbeiten zu lassen und dadurch die Störquellen zu vermindern.

Der Umstand, daß die Vortragenden besonders sachverständig auf dem von ihnen behandelten Gebiete waren und die Erfahrungen einer großen Zahl von Ländern zusammengetragen und im Meinungsaustausch erörtert wurden, gibt dem Inhalte des Buches seinen Wert. In ihm findet nicht nur der Seezeichentechniker, sondern auch der Wissenschaftler und der Seemann eine reiche Ausbeute an Wissenswertem und Anregendem.

H. Koch, Oberreg.- und -baurat.

**Wundt, W.:** Das Bild des Wasserkreislaufs auf Grund früherer und neuer Forschungen. Mitteilungen des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft E. V., Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverband, Berlin-Steglitz, Nr. 44, 79 S., mit 4 Textabb. und 1 Tafel. Berlin 1938. Preis 2,40 RM.

Aufgabe jeder planmäßigen Wasserwirtschaft ist der Ausgleich der Schwankungen im örtlichen Wasservorrat, wie sie durch Schwankungen in Niederschlag, Verdunstung, Versickerung und Abfluß einerseits sowie durch den Eingriff der das Wasser ge- und verbrauchenden Menschen, der Tier- und Pflanzenwelt andererseits hervorgerufen werden. Die hierbei in erster Linie sich stellende Frage, wie weit wir etwa das natürliche Vorkommen des Wassers beeinflussen können, zwingt zu einem Blick auf den natürlichen Kreislauf des Wassers. Unsere Vorstellungen vom Wasserkreislauf haben sich in den letzten 50 Jahren mehrmals gewandelt, weil in der Erkenntnis über die physikalischen Vorgänge in der Gashölle unserer Erde, in der ozeanographischen Wissenschaft und Dank der Tätigkeit maritimer und geographischer Expeditionen erhebliche Fortschritte erzielt worden sind und weil einer Reihe von Forschern sich die Auffassung aufdrängte, daß die bisherige enge Betrachtungsweise von Niederschlag, Abfluß und Verdunstung allein nicht genügen kann, um uns einen klaren Überblick über die verwickelte Natur der physikalischen Erscheinungen unserer Erdhölle zu geben. Insbesondere erkannte man,



daß wir das Bild des Wasserkreislaufs nur dadurch vervollständigen können, wenn wir über die Grenzen der einzelnen Flußgebiete hinaus zu einem Studium der Vorgänge in der freien Atmosphäre vordringen. So ist diese Schrift eine verdienstvolle Tat, für die die deutsche Wasserwirtschaft dem Verfasser größte Anerkennung und aufrichtigen Dank schuldet.

Im 1. Teil werden die Begriffe Niederschlag, Abfluß und Verdunstung, die auf Grund jüngerer Daten und unter stärkerer Berücksichtigung des Temperatureinflusses neubearbeiteten Kellerschen Bezugslinien, die Trockengrenze und die Einteilung der Landflächen in Nähr- und Zehrgebiete behandelt. Im 2. Teil werden die Wege des Wasserdampfes im Luftmeer, der Zusammenhang mit den großen Windströmungen und eine Aufteilung in Meereszufuhr und landverdunsteten Wasserdampf gebracht und die Wasserbilanzen über dem Festland und über dem Meer miteinander verknüpft.

Faßt man unsere wasserwirtschaftlichen Aufgaben als Ausgleich zwischen Wasserdarbietung und Wasserbedarf auf, so müssen wir suchen, in den natürlichen Kreislauf des Wassers bewußt und planmäßig einzugreifen, d. h. Niederschlag, Verdunstung und Abfluß zu beherrschen. Der Verfasser zeigt in einem letzten Abschnitt, innerhalb welcher Grenzen dies möglich ist. Gerade diese Ausführungen beweisen aber auch, wie wenig wir noch über Entstehung, Verlauf und Verteilung von Niederschlag und Verdunstung wissen und wie wichtig daher weitere hydrometeorologische Arbeiten für die deutsche Wasserwirtschaft sind, die in letzter Zeit in zu große Abhängigkeit von der reinen Wetterdienstforschung zu kommen droht. Die Schrift gehört in jede Bücherei eines Wasserbauers und der Vertreter der Wasserwirtschaft. Marquardt, München.

Kirchhoff, Rud., Dr.-Ing., Regierungsbaumeister a. D.: Die Statik der Bauwerke. In drei Bänden. 2. Aufl. Dritter Band. VII, 236 S. mit 178 zum Teil farbigen Textabb. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 18 RM., in Leinen 20 RM.

Der dritte Band des bekannten Werkes von Kirchhoff: „Die Statik der Bauwerke“ ist in drei große Abschnitte gegliedert. Der erste Abschnitt behandelt die Berechnung des durchlaufenden vollwandigen Balkens unter Berücksichtigung der Verschiedenheit der Trägheitsmomente der Querschnitte in den einzelnen Öffnungen. Der zweite Abschnitt bringt die Theorie der Rahmen und des Vierendeel-Trägers. Im dritten Abschnitt wird die Elastizitätstheorie der Gewölbe erläutert.

Die in den drei Abschnitten behandelten statischen Gebilde nehmen im neuzeitlichen Brückenbau und Stahlhochbau eine bevorzugte Stellung ein. Es ist deshalb besonders zu begrüßen, daß die Theorie dieser Gebilde in dem vorliegenden Buche mit dem Bestreben eingehend erläutert wird, die schwierige Berechnung ohne unsichere Näherungsverfahren auf genauere wissenschaftlicher Grundlage möglichst zu vereinfachen. Das gilt im besonderen von den hochgradig statisch unbestimmten Systemen, z. B. den Stockwerkrahmen und den durchlaufenden Rahmen. Das Buch wird bei der Bewältigung der gegenwärtigen großen Bauaufgaben ein wertvolles Mittel sein, die schwierigen Berechnungen statisch unbestimmter Gebilde auf strenger wissenschaftlicher Grundlage durchzuführen, die Berechnungen selbst zu erleichtern und den Verbrauch an Baustoff auf Grund der strengen Berechnungsarten auf ein Mindestmaß zu beschränken. Allen Brückenbau- und Stahlbauingenieuren sei das Buch warm empfohlen. Schaper.

VDI-Jahrbuch 1938. Die Chronik der Technik. Herausgegeben im Auftrage des Vereines deutscher Ingenieure von A. Leitner VDI. 312 S. Berlin 1938, VDI-Verlag G. m. b. H. Preis 3,50 RM.

Das VDI-Jahrbuch, das in der fünften Folge soeben erschienen ist, berichtet über die im Jahre 1937 geleistete technisch-wissenschaftliche Arbeit. Für die vorliegende Ausgabe waren dieselben Gesichtspunkte wie für die früheren Bände maßgebend: Es wurden, gegliedert in Hauptabschnitte entsprechend den wichtigsten technischen Sondergebieten, unter einer größeren Anzahl von Stichwörtern die bedeutendsten Erscheinungen der technischen Entwicklungsarbeit des vergangenen Jahres zusammengefaßt dargestellt und durch am Rande wiedergegebene Literaturhinweise belegt. Da unter der Leitung von Dr. A. Leitner VDI diese Zusammenstellung von führenden Fachmännern vorgenommen wurde, so ist das zusammengetragene, kritisch gesichtete Material außerordentlich reichhaltig trotz der äußerst knappen Form, die gewählt werden mußte. Der Umfang des Werkes hat auch so gegenüber der vorhergehenden Auflage um über 80 Seiten zugenommen. Neu sind als eigene Abschnitte Photo- und Kinotechnik, Bühnentechnik, Kältetechnik und Kommunale Technik aufgenommen worden. Ein Abschnitt „Deutschlands Technik geehrt“ berichtet über die große Zusammenfassung der deutschen Ingenieure in ihren technischen Vereinen und Verbänden zum NSBDT im vergangenen Jahr.

Die Gebiete, die den Bauingenieur besonders betreffen, sind in der Hauptsache in den Abteilungen Bau- und Werkstoffe, Wasserkraftanlagen, Bauwesen, Fördertechnik, Heizungs- und Lüftungstechnik, Haustechnik, Kommunale Technik und Verkehrswesen behandelt. Das Bauwesen wird unterteilt in Baugrundlehre, Konstruktiven Ingenieurbau, Straßenbau, Tiefbau, Wasserbau, Baumaschinen und Vermessungstechnik.

Ich erblicke den Hauptwert dieser mit ungeheurem Fleiß zusammengestellten Arbeit darin, daß sie jeden Ingenieur nachdrücklich auf die enge Verflechtung seines Sondergebietes mit den übrigen Zweigen der Technik aufmerksam macht und damit ein einseitiges Spezialistentum

bekämpft. Dieses ist in einer Zeit, in der die verschiedenen technischen Disziplinen zusammenwachsen und auch die zweckfreie Forschung für die Lösung der technischen Tagesaufgaben immer unentbehrlicher wird, für die Erhaltung des hohen Standes der deutschen Industrie unentbehrlich. Es ist daher zu wünschen, daß jeder Ingenieur das VDI-Jahrbuch besitzt und häufig für seine Arbeiten heranzieht. Sinner.

Stiegler, Fr., Baurat: Statik, leicht verständlich dargestellt, IV. Teil: Fortbildungsband. VI, 79 S. mit 74 Abb. Berlin 1938, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 2,40 RM.

Das vorliegende Büchlein, eine Fortsetzung bzw. Ergänzung der bekannten Statikbücher von Zillich, hilft einem wirklich vorhandenen Bedürfnis ab. Die Anforderungen an statischen Kenntnissen sind allenthalben gestiegen, und der Bedarf an statisch genügend geschulten Hilfskräften kann aus den Reihen der Studierenden der Höheren Technischen Lehranstalten kaum noch gedeckt werden. Was in der für die neuzeitlichen bautechnischen Anforderungen reichlich kurz bemessenen Zeit des Studiums — fünf Semester — nicht geschafft werden kann, muß durch Selbstunterricht oder durch abendliche Fortbildungskurse nachgeholt werden. Diesem Zweck soll nun das Stieglersche Buch dienen. Sein Inhalt gliedert sich wie folgt: Momenten- und Querkraftlinien für häufige Belastungsfälle; Berechnung der Biegespannungen bei unregelmäßigen Querschnitten; die größten Momente und größten Querkräfte bei beweglicher Belastung; der Gelenkträger; der Dreigelenkbogen; der durchlaufende Träger; der Zweigelenkrahmen; Biegung mit Druck- und Zugkraft in Eisenbetonquerschnitten.

Die in Frage kommenden Berechnungsweisen sind, wie schon auf dem Titelblatt angekündigt, leicht verständlich dargestellt und an Rechnungsbeispielen näher erläutert. In einigen Punkten erscheint eine kleine Umfangsvermehrung wohl angebracht. Man könnte z. B. in § 1 an die Formgebung einer Größtmomentenfläche für veränderlich wirkende Verkehrslast und in den §§ 5 u. 7 an je ein Zahlenbeispiel für fachwerkgegliederte Hallenbinder — vielleicht in ingenieurmäßiger Holzausführung — denken. Es ginge dann zwar ein großer Vorzug des vorliegenden Büchleins, der sehr niedrig gehaltene Anschaffungspreis, verloren. Druck und Ausstattung des Buches lassen nichts zu wünschen übrig; seine Anschaffung kann sehr wohl empfohlen werden. Das Buch wird nicht nur dem vorwärtsstrebenden Studierenden unserer Höheren Technischen Lehranstalten, sondern auch dem Hochschulstudenten der ersten Semester von Nutzen sein. C. Kersten.

Construction des lignes de chemins de fer. Irmak—Filyos und Fezzipasa—Diyarbakir. 209 S. mit 182 Abb. u. 46 Tafeln. (In französischer und dänischer Sprache.) Göteborg und Kopenhagen 1937, Nydquist & Holm A. B., J. Saabye & O. Lerche, Kampmann, Kierulff & Saxild A. S.

Das vorliegende Buch gibt eine umfassende Beschreibung des Bahnbaues der genannten beiden Strecken. Alle Einzelheiten der Linienführung, des Streckenbaues, des Bahnhofsbauens, der Kunstbauten, der Hochbauten, des Oberbaues und der Fahrzeuge werden eingehend erläutert. Einen besonders breiten Raum nehmen die Steinbrücken, Stahlbrücken und Eisenbetonbrücken ein. Kühne steinerne Viadukte und schöne steinerne Brücken werden in Wort und Bild vorgeführt. Ein 35 m hoher Viadukt und eine 45 m weit gestützte Steinbrücke verdienen besondere Erwähnung. Die Stahlbrücken zeigen keine besonderen Merkmale, sie sind aber durchaus den neuzeitlichen Konstruktionsgedanken angepaßt. Die Eisenbetonbrücken zeigen die mannigfachsten Formen, darunter sehr kühne und fein gestaltete Gebilde.

Jeder Eisenbahningenieur wird in dem Buche Anregungen finden. Schaper.

Hauska, L., Prof. Ing. Dr.: Das forstliche Bauingenieurwesen, Band III (Landwege), 1. Teil: Der Straßenbau, die Fahrzeuge und der Verkehr auf spurfreien Bahnen, 1. Abschnitt: Die Fahrzeuge, der Verkehr auf spurfreien Bahnen und die wirtschaftliche Trassenführung. 346 S., 193 Abb. u. 30 Tab. Wien und Leipzig 1938, C. Gerold's Sohn. Preis brosch. 24 RM.

Wie der Verfasser in seinem Vorwort hervorhebt, behandelt das vorliegende Werk vor allem die wirtschaftlichen und verkehrstechnischen Fragen des Straßenbaues. Ein breiter Raum wird außerdem den Entwurfs- und Trassierungselementen gewidmet, wobei der mathematisch-mechanische Teil in sorgfältiger Weise durch mehr als 300 meist abgeleitete Formeln im Text Berücksichtigung findet. Landwirtschaftlichen und forstlichen Erfordernissen wird in genügendem Maße Rechnung getragen.

Zweifelloos wird das vorliegende Werk nicht nur dem Lernenden ein umfassender Leitfaden sein, sondern auch dem erfahrenen Ingenieur am Reißbrett und beim Bau vielseitige Anregungen vermitteln. L. Casagrande.

Trossbach, G.: Die Wasserversorgung des Landes Württemberg im Rahmen seiner Wasserwirtschaft. Mitteilungen des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft E. V., Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverband Nr. 42. 32 S. Berlin 1937. Preis 1 RM.

Diese verdienstvolle Schrift ist wieder ein Beleg für die Fruchtbarkeit wasserwirtschaftlichen Denkens, wenn es sich freimacht von den Fesseln der verwaltungsmäßigen Gegebenheiten und wenn es über die hydrographischen Grenzen eines Flußgebietes hinaus die großen natürlichen Zusammenhänge



sieht, die die Voraussetzung für jede ersprießliche Tätigkeit im Wasserbau und in der Wasserwirtschaft sind.

Das Kennzeichnende an den wasserwirtschaftlichen Verhältnissen Württembergs sind: seine besondere geologisch-morphologische Struktur, das Auseinanderfallen der Gebiete größter Niederschlagshöhen und Trinkwasserergiebigkeit sowie der dichtesten Besiedlung und Industrialisierung einerseits und das Vorhandensein starker Niederschlagsgegensätze und großer Abflussschwankungen andererseits. Die Mängel dieser natürlichen Grundlagen der württembergischen Wasserwirtschaft sind durch eine Reihe künstlicher Eingriffe auch auf dem Gebiete der sonst so vorbildlich durchgeführten Sammelwasserversorgung noch verschärft worden. Dazu kommt, daß die mangelnde verwaltungsmäßig einheitliche Zusammenfassung der verschiedenen wasserwirtschaftlichen Teilgebiete und der mit wachsender Bevölkerung sich verschärfende Interessengegensatz zwischen den verschiedenen Nutznießern des Wassers bis jetzt jede von übergeordneten Gesichtspunkten geleitete, gemeinnützige Wasserwirtschaftsarbeit unmöglich gemacht hat.

Der Verfasser verspricht sich eine Verbesserung der wasserwirtschaftlichen Verhältnisse des Landes und eine Wiederherstellung des gestörten Gleichgewichts zwischen den einzelnen Zweigen der Wasserwirtschaft durch den Verzicht auf die Grund- und Quellwasservorräte zur Trink- und Nutzwasserversorgung. Er erörtert zu diesem Zweck die Schwierigkeiten und Möglichkeiten einer planmäßigen Landeswasserversorgungswirtschaft und stellt nach Ablehnung einiger im Laufe der letzten Jahrzehnte immer wieder erörterten Wasserbezugsquellen die Vorteile der Versorgung mit Bodenseewasser als der im Rahmen der Landesraumplanung zweckmäßigsten Lösung heraus. Dabei werden die Forderungen der Betriebssicherheit sowohl in bezug auf das Fassungsgebiet, wie auch hinsichtlich der Förderung und Zuleitung erörtert und die Wasserbeschaffenheit als durchaus einwandfrei gekennzeichnet, so daß Aufwendungen für Wasserverbesserung (z. B. durch Vorklärung und Schnellfilter) nicht notwendig seien. In bezug auf die Wirtschaftlichkeit der Bodenseewasserversorgung lassen die wenigen mitgeteilten Zahlen kein Urteil zu, inwieweit die in Frage kommenden Selbstkosten für 1 m<sup>3</sup> Wasser die aus volkspolitischen und -hygienischen Gründen allgemein notwendige Senkung der gegenwärtigen Wasserpreise erleichtern oder nicht.

Indes: gerade auf dem Gebiete übergeordneter Wasserwirtschaftsplanung scheint uns ein Wandel des Wirtschaftlichkeitsbegriffes dringend nötig zu sein. Die Wasserwirtschaft, wie wir sie heute verstehen, ist ein Teil der Volkswirtschaft und beruht auf den Größen Volk und Raum, sie ist also im wesentlichen eine politische Wissenschaft. Sie soll dabei helfen, die gesundheitlichen, wirtschaftlichen und wehrpolitischen Zwecke und Ziele der Volkswirtschaft möglichst zu erfüllen. Die Leistungen der Wasserwirtschaft, d. h., konkret ausgedrückt, der Landeswasserversorgung, müssen nach gemeinwirtschaftlichen Bedürfnissen und Grundsätzen erreicht werden. In diesem Sinne ist aber Wirtschaftlichkeit nicht meßbar, weil sie für das Volksganze nicht Rentabilität, also Gewinnerzielung ist. Gerade wasserwirtschaftliche Anlagen sind vom privatwirtschaftlichen Standpunkte aus sehr oft nicht rentabel, können es vielleicht gar nicht sein. Die Forderung nach Wirtschaftlichkeit für die Gesamtheit müssen sie aber in jedem Falle erfüllen, sonst sind sie fehlerhaft und bedürfen einer Anpassung an volkswirtschaftliche Notwendigkeiten. Der auf Grund privatwirtschaftlicher Überlegungen entstandene Wirtschaftlichkeitsbegriff gemeinnütziger Wasserwirtschaftsanlagen bedarf also einer Nachprüfung, die nichts anderes bedeutet als einen Teil jener großen Umwertung, die wir im gesamten Gebiete unserer Wirtschaft gegenwärtig vornehmen und auf Grund von deren Ergebnis wir den Vierjahresplan durchführen. Versteht man die grundsätzlichen Aufgaben des Vierjahresplanes richtig, dann müssen unsere wasserwirtschaftlichen Anlagen bei der für unser Volk so notwendigen Vergrößerung seines Lebensraumes in die Tiefe helfen, d. h. sie sollen es ermöglichen, daß vorhandene produktive Kräfte, die bisher nur deshalb brach lagen, weil sich ihre Ausnutzung privatwirtschaftlich nicht „rentierte“, nun zusätzlich in unsere Volkswirtschaft eingegliedert werden. Es ist innerhalb des Vierjahresplanes also Aufgabe unserer wasserwirtschaftlichen Anlagen, die Standortbedingungen der an sich vorhandenen produktiven Kräfte wasserwirtschaftlich so zu verbessern, daß sie das für die Volkswirtschaft notwendige Maß von Wirtschaftlichkeit aufweisen, das ihre Ausnutzung für die Gesamtheit gerechtfertigt erscheinen läßt, oder sie sogar soweit zu verbessern, daß sie unter Umständen auch privatwirtschaftlich rentabel werden. In diesem Sinne kommt also für eine Landeswasserversorgung im heutigen Staat nicht mehr der privatwirtschaftliche Begriff der „Rentabilität“, sondern allein der der „Produktivität“ in Frage.

Die mit großem Fleiß und bewährter Sachkenntnis verfaßte Schrift, die sich durch eine klare, flüssige und geistvolle Darstellungsweise auszeichnet, würde durch die engere Beziehung des Themas zu den Aufgaben des Vierjahresplanes und der Neuordnung des deutschen Lebensraumes an Gegenwartswert noch gewonnen haben. Wir wünschen der Arbeit wegen ihrer grundsätzlichen Bedeutung weiteste Verbreitung.

Marquardt, München.

Haack, W., Dr.-Ing.: Vergleichende Untersuchungen über die statischen, konstruktiven und rammtechnischen Eigenschaften der verschiedenen deutschen Spundwandensysteme. Mitteilungen des Forschungsinstitutes für Maschinenwesen beim Baubetrieb, Heft 10. 62 S. mit 71 Abb. und 61 Zahlentafeln. Berlin 1937, VDI-Verlag. Preis 15 RM.

Die Arbeit behandelt in drei Abschnitten das statische Verhalten, die Vor- und Nachteile der Schloßformen und die Rammigenschaften der

vier deutschen Stahlspundwände der Bauart Hoesch, Klöckner, Krupp und Larssen. Das statische Verhalten der Wände ist durch Versuche geprüft worden, indem aus 10 m langen Bohlen gebildete, 1,60 m breite Tafeln belastet und ihre Durchbiegungen und die Verdrehungen und Verschiebungen der Bohlen gemessen worden sind. Die Versuche sind sehr sorgfältig durchgeführt und beschrieben. Ihr Ergebnis sind vier Zahlen, die das wirklich vorhandene Widerstandsmoment im Vergleich zu dem auf die Wandachse bezogenen angeben sollen. Leider ist dabei dem Verfasser das Versehen unterlaufen, das ich in meinem Aufsatz „Die Spannungen in der Larssenwand“ kürzlich<sup>1)</sup> behandelt habe. Die genannten, aus den Durchbiegungen abgeleiteten vier Zahlen gelten für die Trägheitsmomente der Wände, nicht aber für die Widerstandsmomente. Da mit der Verschiebung der Biegeachsen sich die Randfaserabstände ändern, ändern sich die Widerstandsmomente und damit die Randspannungen (auf die es ankommt) in viel geringerem Maße als die Trägheitsmomente. Alles Nähere findet man in dem genannten Aufsatz. Die nicht richtigen Zahlen sind leider schon in der Besprechung der Haackschen Arbeit in der holländischen Zeitschrift *De Ingenieur*<sup>2)</sup> in auffälliger Form wieder gegeben, so daß mir die Richtigstellung hier nötig erschien. Auch die von Haack ausführlich behandelten argentinischen Vorschriften beruhen auf dem gleichen Irrtum.

Der Abschnitt über Aufgaben, Ausbildung und Beanspruchungen des Schlosses bringt zunächst eingehende theoretische Untersuchungen über die statische Beanspruchung des Schlosses der Z-Bohlen (Hoesch, Klöckner und Krupp) und über die Übertragung der Schubkräfte im Schloß der Larssenbohlen. Dabei werden Messungen verwertet, die bei den Tafelversuchen ausgeführt worden sind, um so einen Anhalt über die wirkliche Verteilung der Kräfte im Schloß zu gewinnen. Der Verfasser glaubt nachweisen zu können, daß die Schubkräfte im Larssenschloß nur zum kleinen Teil durch die Reibung, hauptsächlich aber durch Verzwindungen und Keilwirkungen im Schloß aufgenommen werden.

Die Beanspruchung der Schösser beim Rammen wird an Hand von Versuchen behandelt, durch die die Festigkeit der Schösser auf Zug und der Widerstand der Bohlen beim Einziehen und Auseinanderziehen im Schloß festgestellt worden ist. Weiter wird untersucht, in wie scharfer Krümmung sich die einzelnen Wände rammen lassen, und endlich werden theoretische Erwägungen über die Wasserdichtigkeit der Schösser gegeben.

Der dritte und letzte Abschnitt behandelt die Rammigenschaften der verschiedenen Bauweisen. Der Verfasser betont — ebenso wie Prof. Dr. Garbotz in seinem zu der Arbeit geschriebenen Vorwort —, daß dieser Teil der Arbeit keinerlei endgültige Ergebnisse und insbesondere keinerlei Möglichkeit liefern kann, die Rammigenschaften der vier Wände zu vergleichen. Diese Fragen könnten nur durch zahlreiche weitere Versuche geklärt werden, die jetzt gegebene Abhandlung solle nur zur Prüfung der Frage beitragen, ob der für diese künftigen Versuche gezeigte Weg richtig und zweckmäßig sei. Die vielen Gesichtspunkte, die bei der Beurteilung der Rammfragen zu beachten sind, werden vollständig und sorgfältig untersucht; der Verfasser versucht dabei eine Güteziffer abzuleiten, die die verschiedenen Einflüsse für jede Wand erkennen lassen soll. Um den Vergleich verschiedenartiger Rammresultate zu erleichtern, macht er den — übrigens nicht neuen — Vorschlag, die Einsenkungen nicht in Abhängigkeit von der Zahl der Rammschläge, sondern von der geleisteten Rammarbeit anzugeben, d. h. Fallhöhe und Bärgegewicht gleich mitzubetrachten. Zum Schluß werden einige Rammungen und ihre Ergebnisse beschrieben, darunter Vergleichsrammungen verschiedener Wände.

Die verwickelten Fragen, die beim Vergleich der verschiedenen Stahlwände auftreten, sind nicht leicht zu beantworten, ihre Behandlung ist durch die hineinspielenden Wettbewerbsfragen auch nicht gerade vereinfacht worden. Der Verfasser hat mit außerordentlicher Gründlichkeit alle Gesichtspunkte erörtert und wesentlich zur Klärung vieler Zweifelspunkte beigetragen. Seine Schlußfolgerungen gehen aber in manchen Punkten zu weit, insbesondere räumt er öfter theoretischen Überlegungen, die doch nur unter den gemachten Voraussetzungen gelten können, zu weitgehende Beweiskraft ein. So wäre beispielsweise über die Verteilung der Druck- und Schubkräfte im Schloß manches zu sagen, doch würde das über den Rahmen einer Besprechung hinausgehen.

Beim Lesen des Abschnittes, der die Rammigenschaften behandelt und die Baustellenbeispiele bringt, wird man die Vorbehalte bedenken müssen, die der Verfasser selbst für die Allgemeingültigkeit dieses Teiles seiner Arbeit macht, da bei flüchtiger Durchsicht die Gefahr der Verallgemeinerung der beschriebenen Einzelfälle nur zu nahe liegt. Im ganzen aber ist die Arbeit ein guter Wegbereiter zu weiteren Untersuchungen. Es ist zu wünschen, daß diese Untersuchungen in gemeinsamer Arbeit aller Beteiligten durchgeführt werden können.

Lohmeyer.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1937, Heft 53, S. 699 bis 708.

<sup>2)</sup> De Ingen., 15. Oktober 1937, Nr. 42, S. B 146.

INHALT: Die Donaubrücke bei Lelphelm im Zuge der Reichsautobahn Stuttgart—München. — Die vereinfachte Berechnung zweiseitig gelagerter Trägerroste. — Die vereinfachte Trägerrostberechnung. — Bücherschau.