

## DER GESCHWEISSTE VOLLWANDTRÄGER.

### Beitrag zur Gestaltung von geschweißten Brücken.

Von Dr.-Ing. Karl Schaechterle, Berlin.

Die Fortschritte der Schweißtechnik haben auf allen Gebieten des Stahlbaues Umwälzungen hervorgerufen. In rascher Aufwärtsentwicklung sind die in der Einführungszeit unvermeidlichen Mängel der Herstellung und sonstige bauliche Schwierigkeiten überwunden worden, haben die geschweißten Konstruktionen die zu fordernde Sicherheit und Zuverlässigkeit und eine hohe Stufe technischer Vollkommenheit erreicht. Man hat gelernt, schweißgerecht zu konstruieren, in den geschweißten Tragwerken die Festigkeits-eigenschaften des Werkstoffes weitgehend auszunützen, durch geschickte Formgebung und Verteilung des Werkstoffes Gewicht-ersparnisse zu erzielen. Auf Grund von wissenschaftlichen Forschungsarbeiten und Versuchen sind Vorschriften für die Berechnung und Bemessung von geschweißten Stahlbauten aufgestellt, verbessert und ergänzt worden, so daß heute die geschweißten Tragwerke mit derselben Sicherheit erstellt werden können, wie die alterprobten für statische und dynamische Beanspruchung gleichbewährten genieteten Bauwerke.

I. Die wichtigste Bauform im Brückenbau ist heute der aus Blechen und Sonderprofilen verschiedener Breite und Dicke zusammengesetzte geschweißte Vollwandträger. Für aufgelöste Fachwerke ist die Schweißausführung weniger geeignet. Technisch einwandfreie und wettbewerbsfähige Fachwerkträger sind noch nicht gefunden. Demgegenüber ist durch zahlreiche Bauausführungen bei vollwandigen Balkenträgern, Bogen- und Rahmenkonstruktionen die Eignung und Wirtschaftlichkeit der Schweißung erwiesen. Mit geschweißten Vollwandträgern sind im Brückenbau dank der Initiative von Dr.-Ing. ehr., Dr. techn. h. c. Schaper Stützweiten bis zu 54 m ausgeführt worden (Eisenbahnbrücke über den Strelasund, Rügendamm). Es ist heute möglich, Überbauten für Straßen-

brücken mit Vollwandträgern bis 100 m Stützweite vollständig zu schweißen.

Für kleinere und mittlere Spannweiten werden die geschweißten Träger mit I-Querschnitt nach dem Vorbild der gewalzten und genieteten Träger ausgeführt (Abb. 1). Dabei ist man in der Wahl der Abmessungen der einzelnen Teile freier als bei Walzträgern, wo man aus walztechnischen Gründen an bestimmte Verhältnisse gebunden ist. Gegenüber den genieteten Trägern fällt die Querschnittsverschwächung durch die Nietlöcher weg. Andererseits werden bei den normalen Schweißträgern mit parallelen Flanschen die für die Aufnahme des größten Biegemomentes bemessenen Gurtplatten über die ganze Länge durchgeführt (Abb. 2), so daß



Abb. 1.

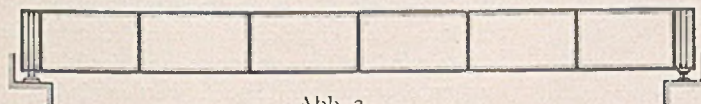


Abb. 2.



Abb. 3.

sich gegenüber den genieteten Blechträgern, bei denen die Gurtstärke durch Aufteilung in mehrere Gurtplatten weitgehend dem Verlauf der Momentenlinie angepaßt werden kann (Abb. 3), ein Mehraufwand an Werkstoff ergibt, der aber durch Vereinfachung

des Zusammenbaues, Ersparnis an Schweißarbeit sowie durch Wegfall der Nietabzüge meist wieder ausgeglichen wird. Die Anpassung an die Momentenlinie läßt sich aber auch wie bei genieteten Trägern durch veränderliche Trägerhöhen, geknickte oder gekrümmte Führung der Gurte erreichen (Abb. 4). Wo die Bau-

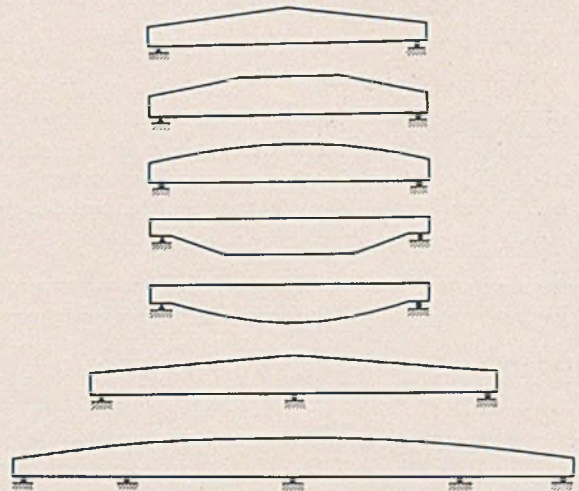


Abb. 4.

bedingungen die Anwendung solcher Trägerformen ermöglichen, ergeben sich damit statisch, konstruktiv und wirtschaftlich günstige Lösungen. Ausführungsbeispiele von Eisenbahn- und Straßenbrücken mit solchen geschweißten Trägern sind in Abb. 5 a und b schematisch dargestellt.

Bei Großbrücken hat man bisher vielfach die genieteten Blechträger mit geschwungenen Gurtlinien und mit Vouten über den Stützen ausgestattet. Ein bekanntes und gutes Beispiel ist die Neckarbrücke in Mannheim (Abb. 6). Ihr gegenüber zeigt die Kaditzer Brücke bei Dresden (Abb. 7) eine straffere Führung der Gurtlinie und flache gerade Vouten. Bei der Blaubeurer Torbrücke in Ulm (Abb. 8) hat man auf das Herabziehen der Untergurtlinie auf die Stützen verzichtet und die beiden Gurtungen in steter Krümmung durchgeführt. Mit der Autobahn kam die geradlinig durchlaufende Fahrbahn auf. So ist bei der ersten großen Autobahnbrücke mit versenkter Fahrbahn, der Mainbrücke bei Frankfurt (Main)-Griesheim der Untergurt gerade, der Obergurt leicht geschwungen (Abb. 9). Bei den neueren Autobahnbrücken ist man von der Schwingung der Gurte und von Vouten mehr und mehr abgekommen und bevorzugt die straffe Form des über den Stützen gerade durchlaufenden Balkens (Abb. 10 und 11).

In dem Bestreben, die Form bis zur äußersten Vereinfachung vorzutreiben, sind noch einige Einzelheiten zu beachten. Bei den geschweißten Vollwandträgern sind in der Brückenansicht Verdickungen der Gurte durch außen aufgelegte Verstärkungsplatten über den Stützen und im mittleren Teil der Öffnungen unerwünscht, da sie unreine Umrißlinien ergeben. Man ist deshalb dazu übergegangen, die Verstärkungsplatten auf der inneren Seite der durchgehenden Hauptgurtplatten anzuordnen (Abb. 12). Brücken mit solchen Hauptträgern wirken ausgezeichnet und sind in formaler Hinsicht den bisher üblichen Blechträgern mit Verdickungen durch aufgelegte Gurtlamellen überlegen. Zu der günstigen Gesamtwirkung tragen noch die einfachen Aussteifungen der Stegblechwände

mit eingepaßten und eingeschweißten Flachblechen oder L-Profilen bei, die eine rhythmische Gliederung der Sichtflächen ergeben. Die Abb. 6—12 kennzeichnen die Entwicklung der letzten 25 Jahre, die heute als abgeschlossen angesehen werden kann.

räumlichen Traggebilden, beispielsweise zum Anschluß von Quer- und Längsträgern, zur unmittelbaren Auflagerung von Decken und Fahrbahntafeln. Sie werden aus verhältnismäßig wenig Einzelteilen (Blechen und Sonderprofilen) zusammengesetzt. Zur Verbindung

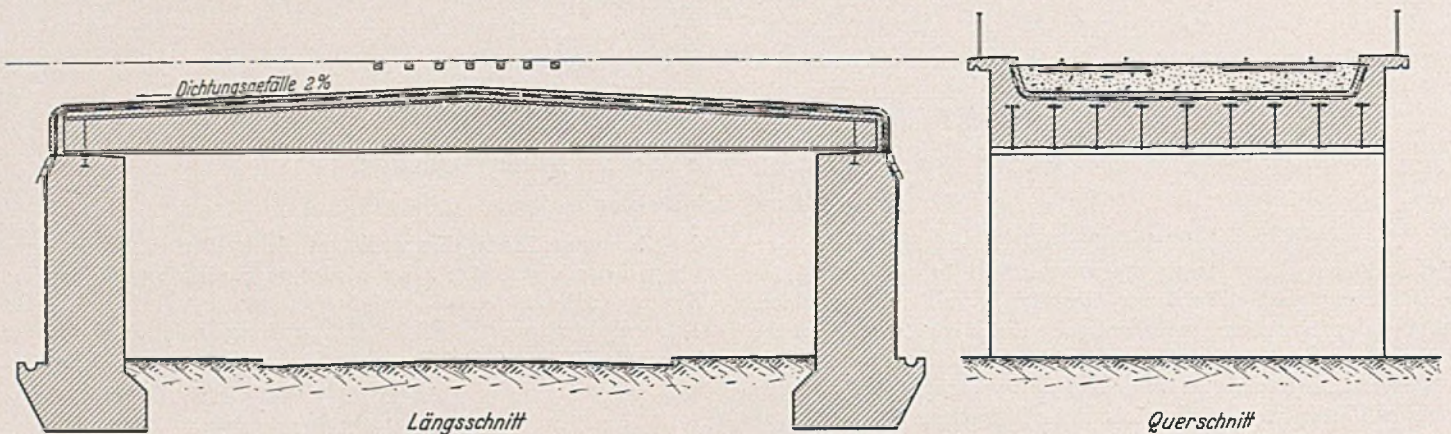


Abb. 5 a. Überführung einer Eisenbahn.

II. Der geschweißte Vollwandträger hat als Bauelement für den Stahl-, Hoch- und Brückenbau mehr und mehr an Bedeutung gewonnen. Neben den üblichen I-Querschnitten werden noch ge-

der einzelnen Teile und ganzer Bauglieder kommt in erster Linie der Stumpfstoß in Betracht, der ganz allgemein vor Laschenverbindungen mit Stirn- und Flankenkehlnähten den Vorzug verdient.

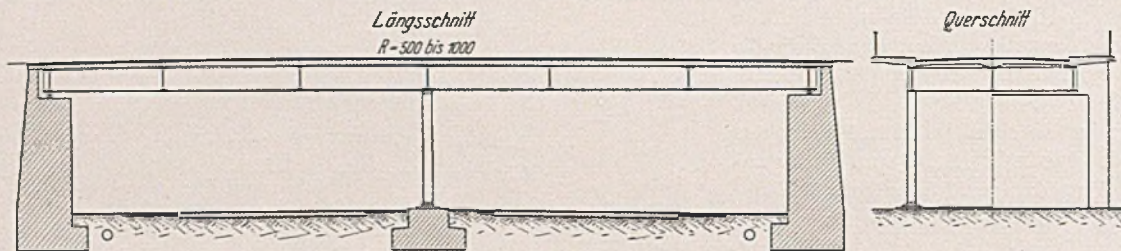


Abb. 5 b. Überführung einer Straße über die Autobahn.

schweißte Hohl-, Rohr- und Kastenträger verwendet (Abb. 13). Die Hohlquerschnitte eignen sich insbesondere für Stützen. Bei großen Abmessungen (Pendelstützrahmen der Sulzbachbrücke) ist der Innenraum der Kasten zugänglich, kleinere Hohlstützen werden

Der Stumpfstoß mit V-, X- und U-Naht gewährleistet einen günstigen störungsfreien Kraftfluß ohne Umlenkung und ist das Neue und Eigenartige der Schweißnahtverbindung. Die Stumpfnahtverbindung ist von ausschlaggebendem Einfluß auf die Gestaltung und Formgebung der geschweißten

Bauwerke. Geschweißte Tragwerke bilden in viel höherem Maße ein einheitliches Ganzes als vernietete Konstruktionen, die aus sehr vielen Einzelteilen zusammengesetzt sind. Sie erscheinen wie aus einem Guß und gleichen vielmehr den monolithischen Formen von gußeisernen Gebilden. Die Schweißkonstrukteure müssen sich möglichst bald von den gewohnten Formen der Nietkonstruktionen freimachen. Die Schweißung darf nicht als Ersatz für die Nietung aufgefaßt werden. Die Grundsätze, die für die bauliche Durchführung der genieteten Brücken entwickelt worden sind, dürfen nicht ohne weiteres auf Schweißkonstruktionen übertragen werden. Weiter muß bei der Berechnung das räumliche Zusammenwirken und der Zusammenhang der einzelnen Bauteile (z. B. als Trägerroste, Trägerrostplatten und Rippenplatten) berücksichtigt und in der Bemessung ausgewertet werden, wodurch nicht unerhebliche Gewichtsersparnisse zu erzielen sind. Andererseits müssen die Anschlüsse der einzelnen Konstruktionsglieder untereinander (Einspannungs- und Verdrehungsmomente) genauer untersucht werden als bisher.

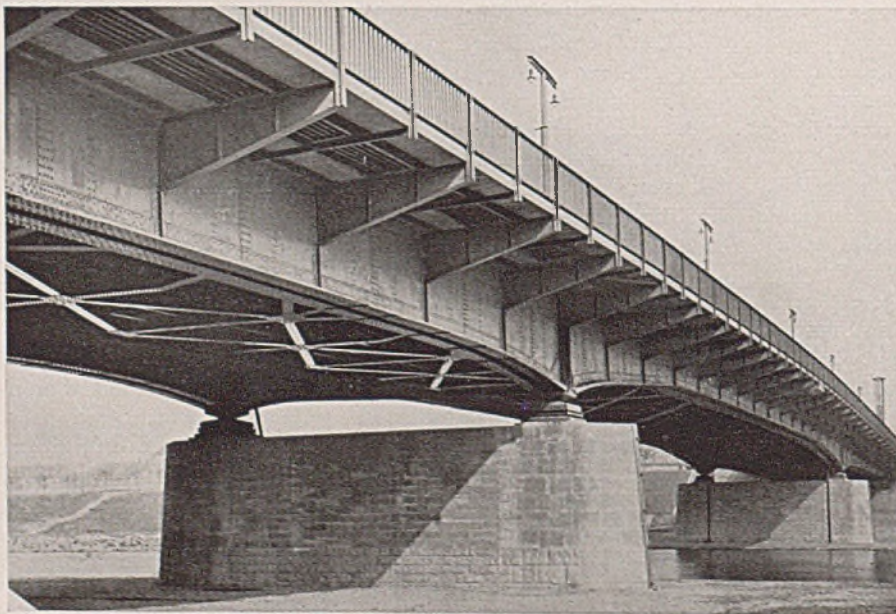


Abb. 6. Neckarbrücke Mannheim.

ausbetoniert. Dadurch wird nicht nur Korrosion im Innern durch Schwitzwasser vermieden, sondern auch eine gewisse Feuersicherheit gewährleistet.

Gerade Träger mit ebenen Ober- und Unterflächen eignen sich vorzüglich für den Zusammenbau mit anderen Bauelementen zu

III. Die ersten geschweißten Vollwandträger zeigten Breitenisen als Flanschen, die durch volle Kehlnähte mit dem Stegblech verbunden waren (Abb. 14a). Auf Grund von Erfahrungen und Versuchen hat man dann die Stegblechkanten angeschärft und stärkere Nähte in Hohlkehlform gewählt (Abb. 14b). Wegen der Schwierigkeit des einwandfreien Durchschweißens an der Nahtwurzel ist auch diese Form für größere Träger aufgegeben worden. Von den vielen Verbesserungsvorschlägen ist zu erwähnen das Sonderprofil Dörnen mit dachförmigem Mittelwulst (DRP.) (Abb. 14c),

das mit dem angeschrägten Stegblech durch eine Stumpfnah (X-Naht) verbunden wird. Die Dortmunder Union hat ein Nasenprofil (DRP.) herausgebracht (Abb. 14d), das den Zusammenbau erleichtert und umständliche Vorrichtungen zur Herstellung der Schweißnähte überflüssig macht.

In dem Bestreben, die Naht aus der Übergangsstelle von Gurtplatte zum Stegblech wegzuverlegen und den harten Übergang zu mildern, kam man zur Verwendung von breitfüßigen  $\perp$ -Profilen als Gurte, die mit V- oder X-Naht an das zwischenliegende Stegblech angeschweißt werden. Weiterhin hat man versucht, mit handelsüblichen Breitflanschträgern durch Aufschneiden und Zusammenschweißen mit zwischengesetzten Stegblechen die Tragfähigkeit zu erhöhen. Ein Fortschritt gegenüber diesen Versuchen zur Verlegung der Stumpfnah in den Steg bedeutet die Kruppsche Rippenplatte (DRP.) (Abb. 14e), bei der aus der dicken Platte eine Rippe mit beiderseitigem Anlauf und weich ausgerundetem Übergang herausgewalzt wird. Infolge der Verjüngung der Rippe kann durch geringe Änderung der Rippenhöhe eine Anpassung an jede praktisch vorkommende Stegblechdicke gewonnen werden. Ein wichtiger Vorteil dieses Sonderprofils besteht darin, daß durch die Verlegung der Stumpfnah in den Steg die ungünstigen Kerben an den Schweißnahtändern im Gurtblech vermieden werden und die Naht an eine Stelle gelegt

ist, wo die Spannungen verhältnismäßig niedrig sind. Das Abrücken der Verbindungsnaht vom Gurt bringt weiterhin den Vorteil, daß die Naht einwandfrei ausgeführt, nachgeprüft und nachgearbeitet werden kann. Sie ist außerdem für eine Röntgenuntersuchung zugänglich und kann leicht durchstrahlt werden. Für die Verbindung zwischen Gurtprofil und Stegblech wird von der Firma Krupp die V- und U-Naht der X-Naht vorgezogen, weil dabei durch Ausstemmen oder Ausschleifen des Schweißgrundes das Einschweißen der Wurzel zuverlässiger zu gewährleisten sei als bei der in der Mitte liegenden Wurzel der X-Naht.

IV. Die Ausführung von geschweißten Vollwandträgern für große Stützweiten hat zu neuen baulichen Anordnungen der Gurtverstärkungen geführt. Bei Stützweiten über 30 m und durchlaufenden Trägern kann man aus wirtschaftlichen Gründen auf die Abstufung der Gurtquerschnitte nicht verzichten. Zur Anpassung an die Momentenlinie hat man zunächst ähnlich wie bei den genieteten Trägern, Gurtbleche paketartig übereinandergesetzt (Abb. 15) und mit Kehlnähten verschweißt. Gegen eine derartige Ausführung sind von Anfang an begründete Bedenken geltend gemacht worden:

1. Die mangelhafte Verbindung zwischen Stegblech und Gurtlamellenpaket durch Kehlnähte.
2. Die ungenügende Verbindung der breiten Platten durch die außenliegenden Kehlnähte.
3. Die Gefahr des Ausbeulens und Ausknickens von breiten Platten in der Druckzone, die durch die beim Schweißen der Kehlnähte entstehende Wölbung noch begünstigt wird.

Der Eigenart der Schweißung entspricht besser die Anordnung von Gurtplatten verschiedener Dicke, die mit allmählichem Übergang durch Stumpfnähte verbunden sind (Abb. 16). Hierbei kann die Verdickung ohne Schwierigkeit nach innen gelegt werden, um die äußeren Gurtflächen eben zu erhalten. Schwieriger ist diese Anordnung bei Wulst-, Nasen- und Rippenprofilen, da der Über-

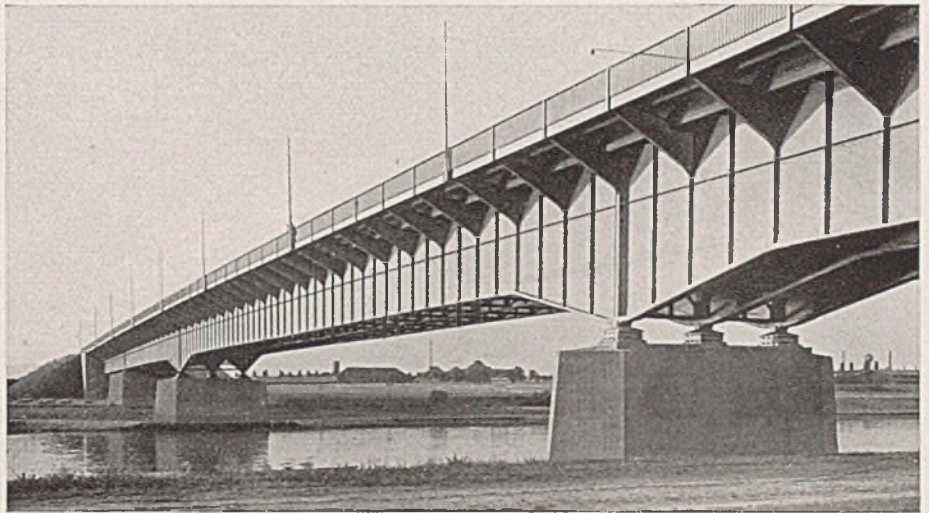


Abb. 7. Kaditzer Brücke bei Dresden.

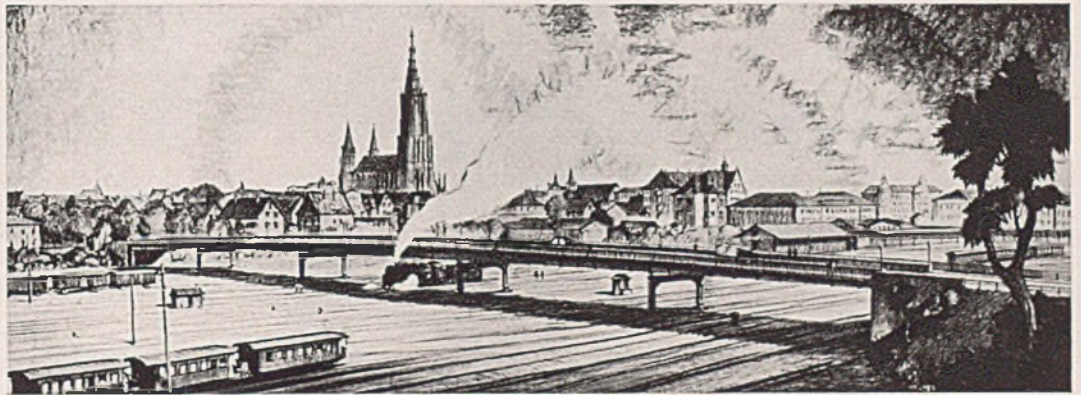


Abb. 8. Blaubeurer Torbrücke in Ulm a. D.

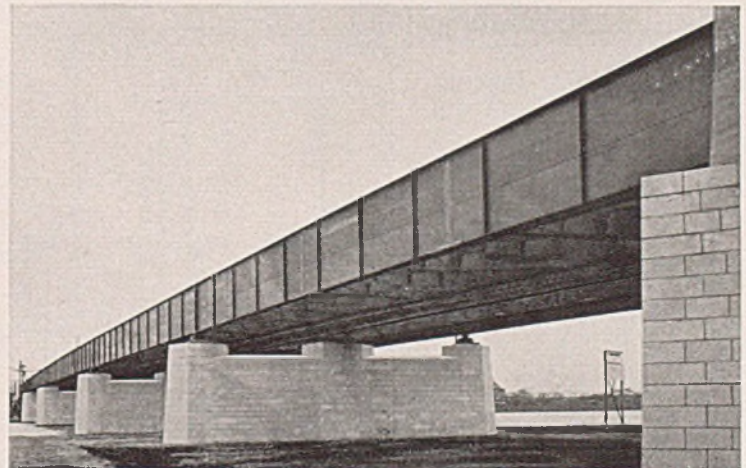


Abb. 9. Mainbrücke bei Frankfurt-Griesheim.

gang von der dickeren zur dünneren Gurtplatte wegen der Wulste, Nasen oder Rippen eine besondere Zurichtung bedingt.

Da die Gurtplatten nicht beliebig dick gewalzt werden können, reichen solche Gurtverstärkungen bei großen Brücken nicht aus. Um auch in diesen Fällen die bereits erwähnten Nachteile außenliegender Gurtverstärkungsplatten zu vermeiden, ist man dazu übergegangen, die Gurtverstärkungsplatten auf der Innenseite anzuordnen, wofür folgende konstruktive Möglichkeiten gegeben sind:

1. Einteilige Verstärkungsgurtplatten innen durch entsprechende Aussparungen des Stegbleches.
2. Verstärkungsgurtplatten auf den Innenseiten der Hauptgurtplatten zu beiden Seiten des Stegbleches und an dieses mit Kehlnähten angeschweißt.

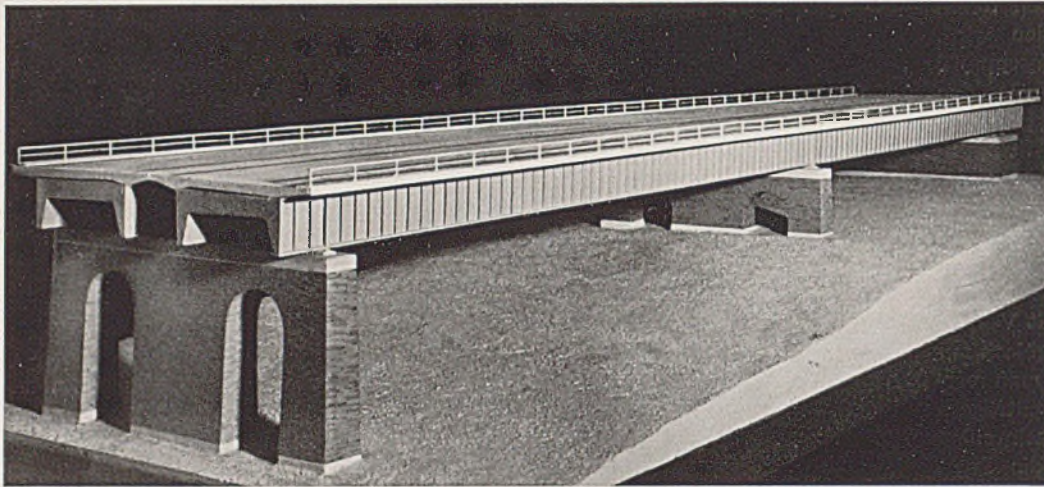


Abb. 10. Autobahnbrücke bei Rüdersdorf-Berlin (Modell).

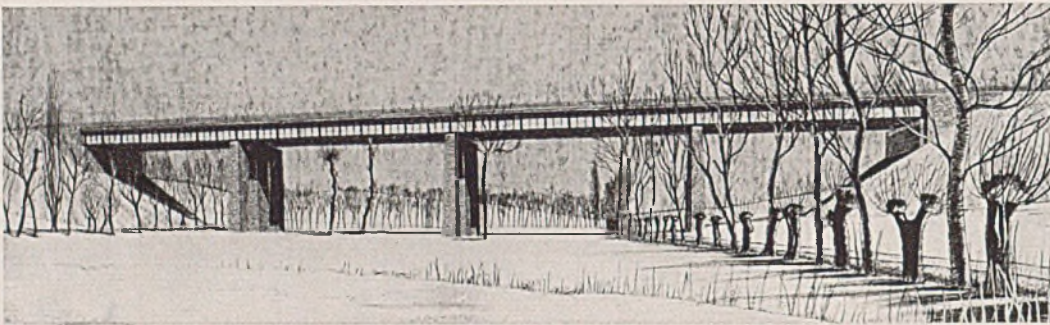


Abb. 11. Autobahnbrücke über das Pörsental.

Beide Vorschläge sind durch Patent geschützt. Die Innenlage der Gurtverstärkungsplatten war bei genieteten Trägern nicht üblich, da der am Untergurt entstehende Spalt zwischen Stegblech

den die sonst unmittelbar vom Gurt zum Steg übergeleiteten Kräfte abgelenkt und durch die Engpässe der Kehlnähte an den Plattenrändern gezwängt. Die bei diesem ungünstigen Kraftfluß auf-

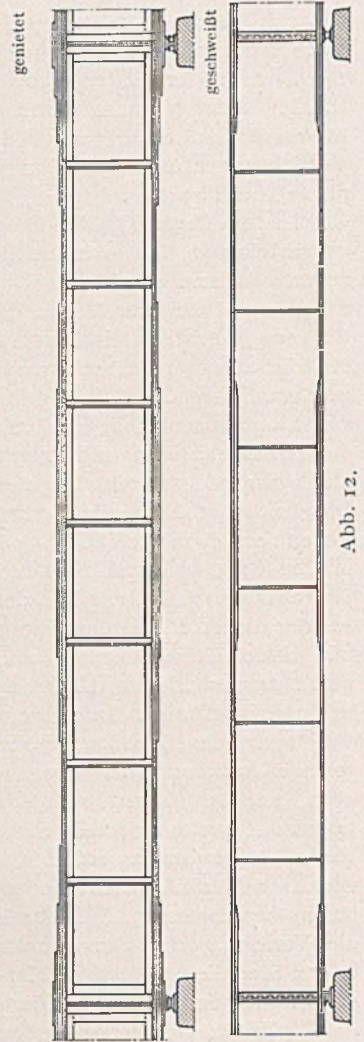


Abb. 12.

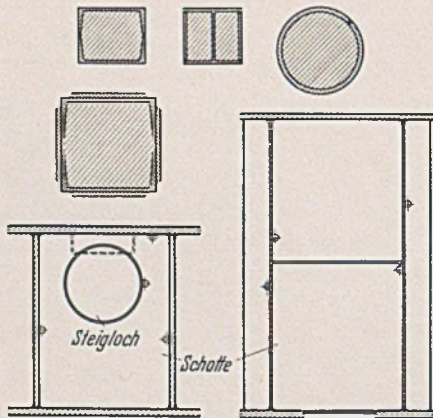


Abb. 13.

und Verstärkungsplatte das Eindringen von Wasser und Ablagern von Schmutz und damit die Korrosionsgefahr begünstigt (Abb. 17). Beim geschweißten Träger ist die Innenlage auch am Untergurt

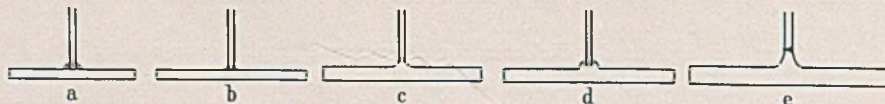


Abb. 14.

unbedenklich, da die Fugen vollständig zugeschweißt werden können.

Die auf der Innenseite der durchgehenden Hauptgurtplatten angeordneten, einteiligen Gurtverstärkungsplatten (Abb. 18a), die entsprechende Aussparungen im Stegblech bedingen, haben den Mangel, daß die durchgehende Verbindung zwischen Stegblech und Hauptgurtplatte unterbrochen wird, und zwar auf die ganze Länge der zusätzlichen Gurtplatten. Infolge dieser Unterbrechung wer-



Abb. 15.



Abb. 16.

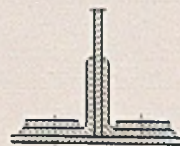
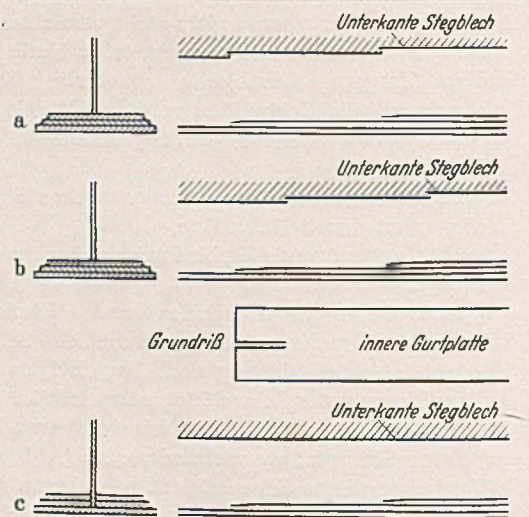


Abb. 17.

Abb. 18.

tretenen hohen Spannungsspitzen beeinträchtigen die Tragfähigkeit und wirken sich besonders bei dynamischer Beanspruchung ungünstig aus. Im Druckbereich kann die mangelhafte Verbindung zwischen Stegblech und äußerer Gurtplatte zu gefährlichen Ausbeulungen und Knickerscheinungen führen. Um alle diese Nachteile zu mildern und die Verbindung zu verbessern ist vorgeschlagen worden, die einteiligen Gurtverstärkungsplatten an den Enden mit Einschnitten für das Eingreifen des Stegbleches zu versehen, so daß jede zwischen der Hauptgurtplatte und der Innenverstärkungsplatte liegende Platte auf eine gewisse Länge mit Kehlnähten an das Stegblech angeschlossen werden kann (Abb. 18b). Ob diese Verbindung ausreicht, erscheint zweifelhaft. Durch die Ausschnitte wird zudem die Herstellung der Träger erschwert, so daß wenig Aussicht für die allgemeine Einführung dieser Bauart besteht. Aussichtsreicher erscheint der Vorschlag mit zweiteiliger Gurtverstärkungsplatte zu beiden Seiten des Stegbleches, wobei entsprechend Abb. 18c die untere Hauptgurtplatte sowohl als die Verstärkungsplatten mit Kehlnähten an das Stegblech durchgehend angeschweißt sind. Diese Bauart hat aber folgende Mängel:

1. Sämtliche Verbindungen zwischen Stegblech und Gurtplatten bestehen aus Kehlnähten.
2. Die Innenkehlnähte zum Anschluß der Hauptgurtplatte an das Stegblech und die Kanten der Verstärkungsplatten müssen zur Einpassung nachgearbeitet werden.
3. Die Innenkehlnähte werden verdeckt, im Widerspruch mit der Bestimmung, daß für die Abnahme sämtliche kraftübertragenden Schweißnähte zugänglich zu halten sind.

Diese Mängel lassen sich vermeiden, wenn man statt der ebenen Hauptgurtplatten, die ohnehin besonders gewalzt werden müssen, Sonderprofile wählt, also beispielsweise Rippenprofile, die in verschiedenen Breiten und Dicken mit verschiedenartig geformten Ansätzen für das Anschweißen des Stegbleches mit Stumpfnäht gewalzt werden können.

Wird der Stegansatz genügend hoch und kräftig ausgebildet — letzteres ist walztechnisch besonders bei hochwertigen Baustählen und dicken Platten günstig und erwünscht —, so können die zweiteiligen Gurtverstärkungsplatten mit durchlaufenden Stumpfnähten an den Rippen angeschweißt werden (Abb. 19). Die so

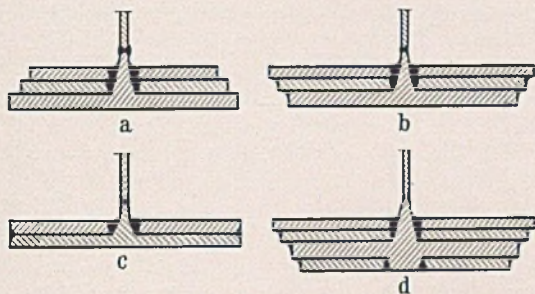


Abb. 19.

verstärkten Gurte werden mit V- oder X-Naht mit dem Stegblech verbunden. Durch diesen neuen Vorschlag wird ein einwandfreier Kraftfluß vom Gurt zum Steg auch in dem verstärkten Teil erzielt. Um bei dieser Längs-Stumpfnäht an Schweißgut zu sparen, empfiehlt es sich weiter, die Verstärkungsplatte nicht zu dick zu wählen und die Breite der Hauptgurtplatte möglichst auszunutzen (Abb. 19a und b). Die Ausbildung 19c ist angezeigt, wo auf saubere Form besonderer Wert gelegt wird, wengleich das Abschrägen der Plattenkanten für die äußere Schweißnaht weitere Arbeit verursacht.

Noch weitere Möglichkeiten für die Anpassung der geschweißten Gurte an die Maximalmomentenlinie ergeben sich durch die Doppel- oder Kreuzrippenplatte (Abb. 19d), die gleichzeitig walztechnisch besser auszuführen ist, als eine Platte mit einseitiger Rippe. Sie eignet sich besonders für sehr breite Gurte, wo bisher die äußeren Verstärkungsplatten durch Vernieten oder Verbolzen gegen Ausbeulen gesichert werden mußten. Bei Eisenbahnbrücken kleinerer und mittlerer Spannweite mit unmittelbarer Schwellenauflagerung auf den Hauptträgern bietet die Doppelrippenplatte den Vorteil einer zentrischen Lagerung der Schwellen, wodurch die breiten Flansche entlastet und zusätzliche Beanspruchungen der

Verbindungsnaht zwischen Gurt und Steg durch Drillung vermieden werden (Abb. 20). Bei Straßenbrücken kann die Doppelrippenplatte dazu verwendet werden, Tonnen- oder Buckelbleche mit Stumpfnäht an die Gurtung anzuschweißen (Abb. 21a). Für Längs- und Querträger ist zum Anschluß von Buckel- und Tonnen-

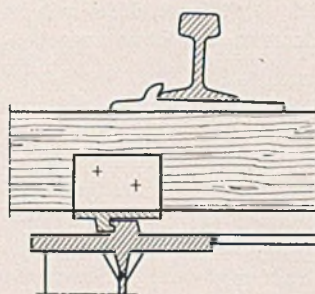


Abb. 20.

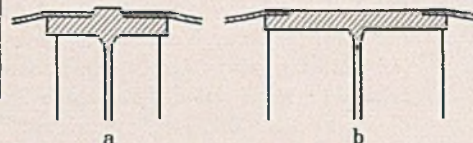


Abb. 21.

blechen schließlich noch das Walzen besonderer Profile (Abb. 21b) zu empfehlen, die ohne weiteres Nacharbeiten einen Anschluß der Tonnen- und Buckelbleche mit V-Naht ermöglichen.

V. Die Aussteifungen hoher Blechträgerwände bestehen aus einfachen Blechen, oder T- und I-Profilen. Um das Überschweißen der Längsverbindungsnahte zu vermeiden, werden die inneren Ecken ausgeschnitten (Abb. 22) und — bei dynamischer Beanspruchung — am Zuggurt Unterlagsplättchen eingekeilt, die am Aussteifungsblech mit Kehlnähten angeschlossen sind, um die Kerbe am gezogenen Gurt zu vermeiden. Innere und äußere Aussteifungen werden meist gegeneinander versetzt, um doppelten Einbrand im Stegblech zu umgehen. Auf das Versetzen der Nähte kann bei Stegblechdicken über 12 mm verzichtet werden. Beim Anschluß von Querträgern oder Querrahmen an geschweißte Vollwandträger sind Stumpfnähte im Druckgurt ohne weiteres zulässig. Im Untergurt von durchlaufenden Trägern und im Obergurt in der Zugzone über den Stützen sind Kerben durch beginnende Längsnähte nicht ganz zu vermeiden. Ausklinkungen entsprechend Abb. 23 sind ge-

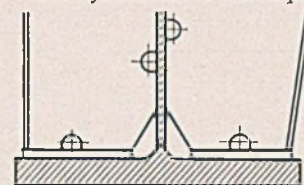


Abb. 22.

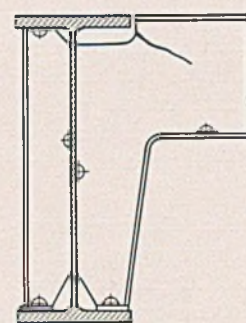


Abb. 23.

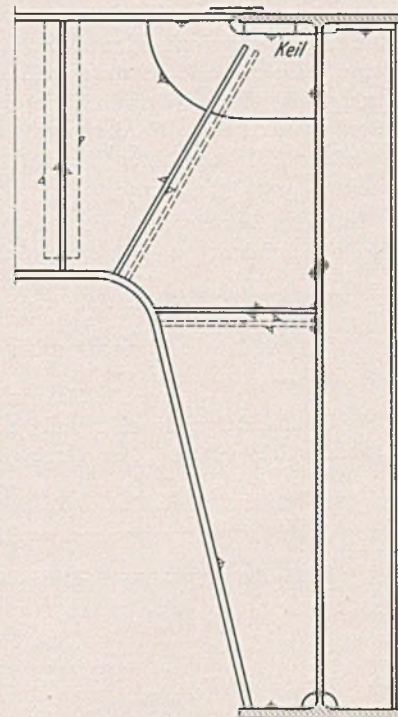


Abb. 25.

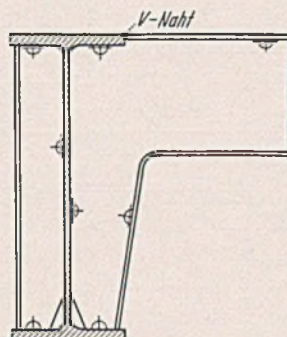


Abb. 24.

fährlich, weil dabei erfahrungsgemäß leicht die eingezeichneten Risse auftreten. Da bei Querträger- und Querrahmenanschlüssen am Hauptträgerobergurt infolge der Belastung Einspann- und Verdrehmomente auftreten, empfiehlt es sich, den Querträgergurt

mit Stumpfnah an den Hauptträgergurt anzuschweißen, wodurch die Kräfte auf den als Stielgurt wirkenden Hauptträger ohne Unstetigkeiten übergeleitet werden (Abb. 24). Die Überlascung der Rahmenecke (Abb. 25) ist ein Notbehelf. Die Stegbleche der Quer- und Längsträger sind tunlichst unmittelbar, also ohne zwischengelegte Flachbleche anzuschweißen.

Baustellenstöße lassen sich schon bei mittleren Spannweiten nicht vermeiden. Da die Beschaffung von Strom in genügender Stärke, das Zusammenhalten und das Beiziehen oder Beidrücken der Stoßteile zur Vermeidung hoher Schrumpfspannungen, das Schweißen senkrechter Nähte und das Nachschweißen von Wurzeln über Kopf auf der Baustelle Schwierigkeiten macht, werden die Baustellenstöße häufig vernietet. In einem glatten geschweißten Träger wirkt aber ein genietetes Stoß wie eine Flickstelle (Abb. 26),

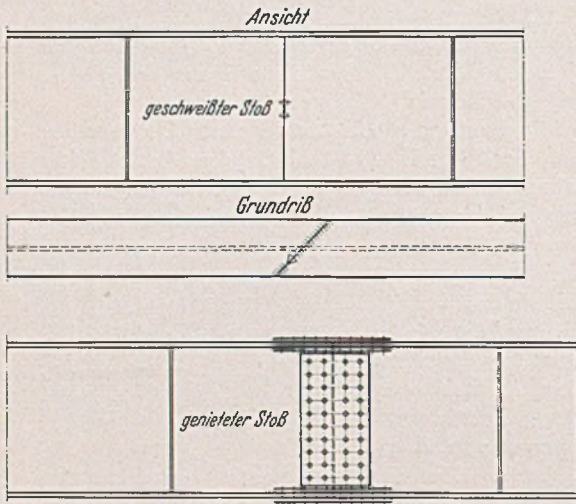


Abb. 26.

die störend empfunden wird. Trotz der Schwierigkeiten muß bei einer vollkommenen Schweißkonstruktion das Schweißen der Baustellenstöße verlangt werden. Entsprechend den bereits vorliegenden, leider wenig bekannten Werkstatterfahrungen wird sich auch eine Montageerfahrung im Schweißen bilden, die zur Überwindung der heute noch vorhandenen Schwierigkeiten beitragen wird. So sind beispielsweise bei neueren Bauausführungen mit teilweiser Überkopfschweißung einwandfreie Stumpfnähte erzielt worden. Außerdem wird diese Forderung zu neuen Montageverfahren geschweißter Brücken führen, da durchgehende Gerüste teuer und manchmal unmöglich sind.

Ist beim Zusammenschweißen von Bauteilen die freie Beweglichkeit behindert, so entstehen Schrumpfspannungen, die bei starken Nähten zu plastischen Verformungen und örtlichem Fließen, sogar zu Rissen führen können. Deshalb werden bei neueren Bauausführungen der Reichsautobahnen große Träger auf der Montage Stück für Stück aneinanderschweißt und jedes neu anzufügende Stück längsbeweglich gelagert. Zur Verringerung der Schrumpfspannungen



Abb. 27.

starke Nähte zu plastischen Verformungen und örtlichem Fließen, sogar zu Rissen führen können. Deshalb werden bei neueren Bauausführungen der Reichsautobahnen große Träger auf der Montage Stück für Stück aneinanderschweißt und jedes neu anzufügende Stück längsbeweglich gelagert. Zur Verringerung der Schrumpfspannungen

In neuzeitlich eingerichteten Brückenwerkstätten werden zur Herstellung großer Vollwandträger Drehrollen verwendet, um jede Naht in waagerechter Lage schweißen zu können. Auf den Baustellen ist die Verwendung von Drehrollen umständlich und teuer. Man wird deshalb die Stumpfnähte (V-, U- oder X-Nähte) in den Gurten der Haupt-, Längs- und Querträger so anordnen, daß sie in der Hauptsache von oben geschweißt werden können und nur die Wurzel über Kopf nachzuschweißen ist. Nach neueren Erfahrungen ist es mit umhüllten Schweißdrähten unter Beachtung besonderer Maßnahmen möglich, auch X-Nähte einwandfrei über Kopf zu schweißen. Dabei wird empfohlen, die Nahtwurzel aus der Mitte in das untere Drittel zu verlegen (Abb. 27).

Bei Brücken, deren Hauptträger in einem Stück zur Baustelle befördert werden — für den Rügendam sind Träger mit 61,7 m Länge und 3,82 m Höhe auf der Bahn befördert worden (Abb. 28) — kann Baustellenschweißung dadurch vermieden werden, daß die Anschlußteile für die Querträger- oder Querrahmen bereits in der Werkstätte angeschweißt werden und die Zwischen-

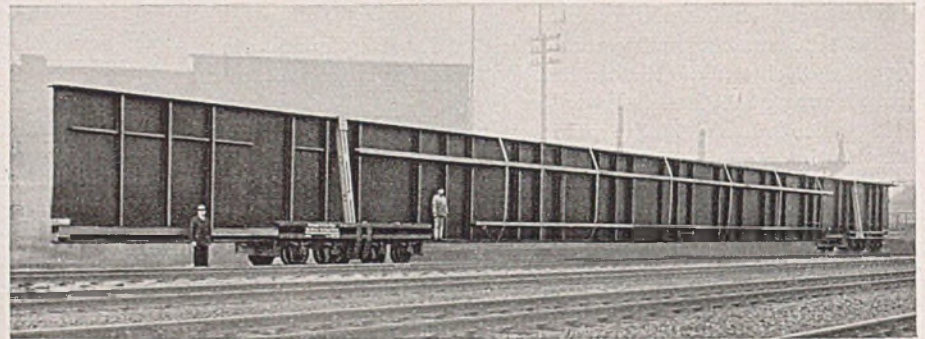


Abb. 28. Transport eines 61,7 m langen Hauptträgers.

stücke auf der Baustelle mit genieteten Stößen eingefügt werden (Abb. 29). Müssen alle Stöße auf der Baustelle geschweißt werden, so sind die Querträgerstöße zweckmäßig in die Nähe der Momenten-

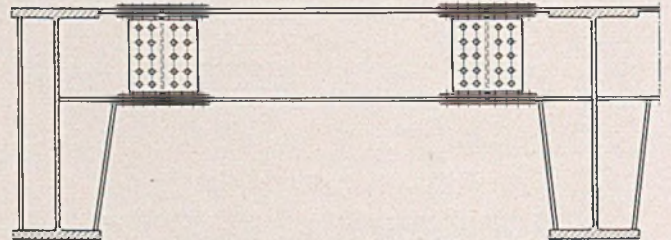


Abb. 29.

nullpunkte zu verlegen. Auch hierbei muß durch Beiziehen dafür gesorgt werden, daß die Schrumpfspannungen sich nicht schädlich auswirken können.

VI. In den Abb. 30 und 31 sind Musterquerschnitte vollständig geschweißter Autobahnbrücken dargestellt. Es handelt sich um

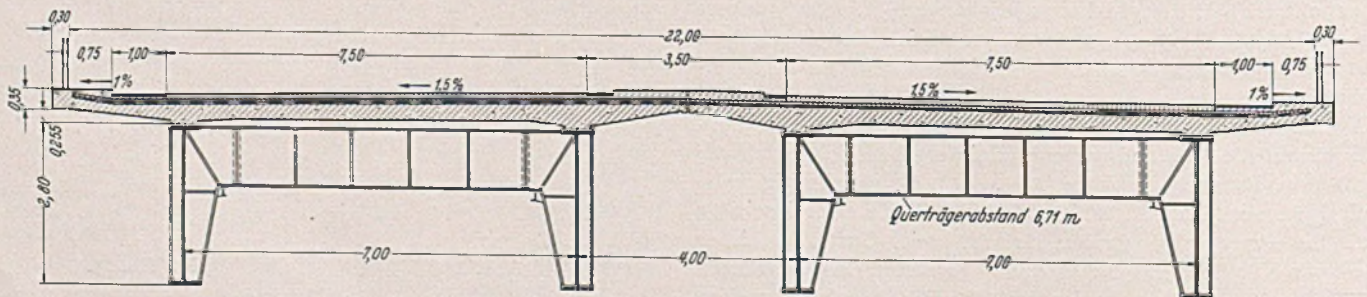


Abb. 30. Querschnitt einer Autobahnbrücke.

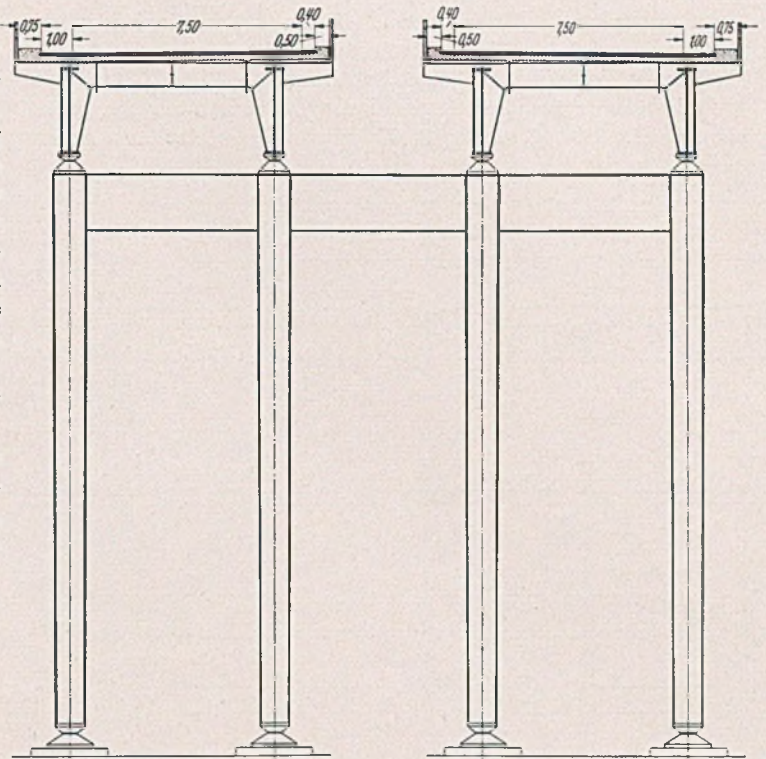
gen wird außerdem das bewegliche Stück mit Seilzügen, Hebeln oder Pressen gegen den festen Teil beizezogen oder beigedrückt.

Brücken, die zur Zeit in Ausführung begriffen sind. Bei der ersten Brücke (Abb. 30) ruht auf zwei durch Querrahmen verbundenen

Hauptträgern eine kreuzweis bewehrte Eisenbetonplatte mit kräftig ausladenden Konsolen. Die Gurte mit innenliegenden Verstärkungsplatten über den Zwischenstützen gehen mit ebenen Ober- und Unterflächen auf die ganze Brückenlänge geradlinig durch. Die beiden Hauptträger sind durch die Querträger rahmenartig ausgesteift, die Oberkanten der Querrahmen liegen mit den Hauptgurtplatten in einer Ebene. Beide werden am Anschluß stumpf zusammengeschweißt. Die Querrahmen sind mit gerundeten Rahmenecken auf den Untergurt heruntergezogen und in den Fußpunkten auf Unterlagsplättchen aufgeschweißt. Bei der zweiten Brücke ist die Fahrbahnplatte über Längsträger quer gespannt, die auf den Querträgern und seitlich auskragenden Konsolen ruhen. Die Pendelstützrahmen bestehen aus geschweißten Kastenprofilen. Die beiden Beispiele kennzeichnen den heutigen Stand des deutschen Brückenbaues.

Die baukünstlerische Gestaltung ist bewußt in den Vordergrund gerückt, die Konstruktion unter der Mitwirkung künstlerischer Berater bis in die letzten Einzelheiten zur einfachen, klaren, sauberen und sinnfälligen, aus der Eigenart der Schweißung entwickelten Form vorgetrieben.

Abb. 31. Querschnitt eines Autobahnviaduktes.



## DIE HERSTELLUNG EINES GESCHWEISSTEN SIGNALSTEGES IN NÜRNBERG HAUPTBAHNHOF.

Von Reichsbahn-Amtmann **Hugo Wittenzellner**, Augsburg.

Die Einführung des elektrischen Betriebes auf der Strecke Augsburg-Nürnberg erforderte auch im Hauptbahnhof Nürnberg die Freimachung des lichten Raumes in erweitertem Maße. Neben kleinen Abänderungen an den Eisenbetonbahnsteigdächern kamen hier in der Hauptsache die zahlreich vorhandenen Signalbrücken in Frage. Nach dem großen Umbau des Hauptbahnhofes Nürnberg in den Jahren 1905—1908 wurden die meisten Signale in Gruppen zusammengefaßt und auf eigenen Signalbrücken gelagert. Es sind davon sieben getrennte Bauwerke vorhanden. Die Lichthöhe dieser Stege wurde s. Zt. entsprechend den geltenden Vorschriften mit 4,8 m über Schienenoberkante angenommen. Für die Einführung des elektrischen Betriebes war nun eine Vergrößerung dieses Maßes notwendig und zwar wurde hierfür, nachdem es sich um leichte Bauwerke handelt, eine Lichthöhe von mindestens 7,70 m verlangt. Bei dieser Höhe können die Leitungen wie auf freier Strecke durchgeführt werden, ohne daß eine Zwischenaufhängung an den Bauwerken notwendig ist.

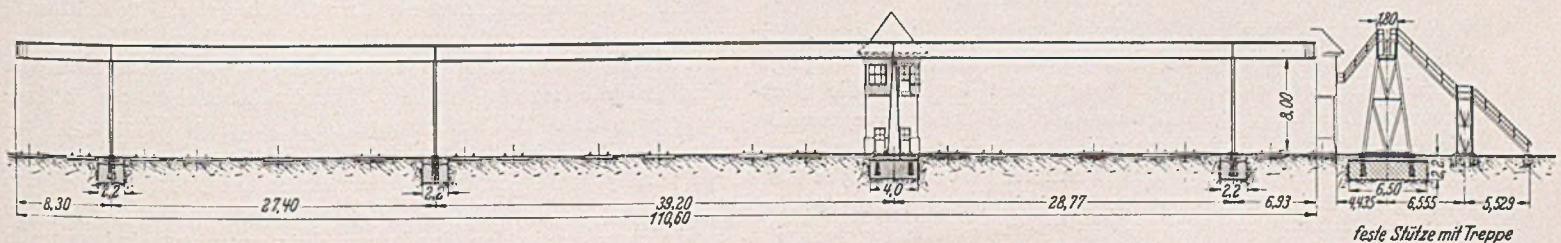
Die vorhandenen Signalbrücken sind als leichte Parallelfachwerke gebaut mit je einem festen Turm aus Winkelisen und einer entsprechenden Zahl von Pendelstützen. Die meisten dieser Stege wurden durch Verlängerung der vorhandenen Stützen um ein weiteres Feld auf die notwendige Höhe gebracht. Die Hebung konnte ohne Betriebsstörung durchgeführt werden. Für den ersten Steg wurden neue Pendelstützen und ein Aufsatz für den festen Turm hergestellt, in einer kurzen Betriebspause der Steg gehoben und die neuen Konstruktionsteile eingebaut. Für die weiteren Stege wurden die jeweils vorher gewonnenen Pendel-

stützen verlängert, die Aufsätze für den festen Turm neu geliefert und die Hebung in der gleichen Weise durchgeführt. Zum Schluß blieben dann lediglich einige Pendelstützen übrig, die anderweitig Verwendung fanden.

Bei dem Signalsteg I westlich, der die Ausfahrtsignale der Reisezüge nach dem Westen trägt, war mit Rücksicht auf günstigere Ausnutzung der Bahnsteiglängen und bessere Sicht auf die Signale außer der Hebung auch eine Verlegung um rd. 25 m nach Westen notwendig. Um auch hier ohne eine Betriebsstörung der äußerst wichtigen Signalanlage auszukommen, wurde die Ausführung einer neuen Signalbrücke beschlossen. Nach dem Vorschlag der MAN, Werk Nürnberg, wurde hierfür nicht die übliche Form als Fachwerk angewendet, sondern eine vollwandige Ausführung in Schweißkonstruktion vorgesehen.

Die Länge der alten Signalbrücke betrug 120 m, mit einem festen Turm und neun Pendelstützen. Die neue Signalbrücke erhielt eine Gesamtlänge von 110,6 m mit einer biegungsfesten, in das Fundament eingespannten Stütze und drei Pendelstützen. Die Öffnungen erhielten 27,4 m, 39,2 m und 28,77 m Stützweite; an den Enden schließen zwei Kragarme von 8,3 und 6,9 m frei tragender Länge an (Abb. 1). Die beiden Hauptträger laufen kontinuierlich durch und sind an den Enden durch eine Rundung verbunden. Die neue Signalbrücke ist sowohl von den Gleisen her als auch von dem Befehlsstellwerk aus über eine Treppe an der festen Stütze zugänglich. Durch den neuen Steg werden 17 Gleise überspannt.

Abb. 1. Signalsteg I westlich in Nürnberg Hbf. Übersicht.







auftretenden waagrechten Kräfte aufnehmen können. Die Lagerung des Steges auf der festen Stütze ist in gleicher Weise wie bei den Pendelstützen ausgebildet.

der Zwischenpodestturm ist aus Winkeleisen zusammengesetzt. Die Trittstufen sind mit 4 mm starkem Riffelblech abgedeckt.

Jede Stütze wurde in der Werkstatt fertig zusammenge-

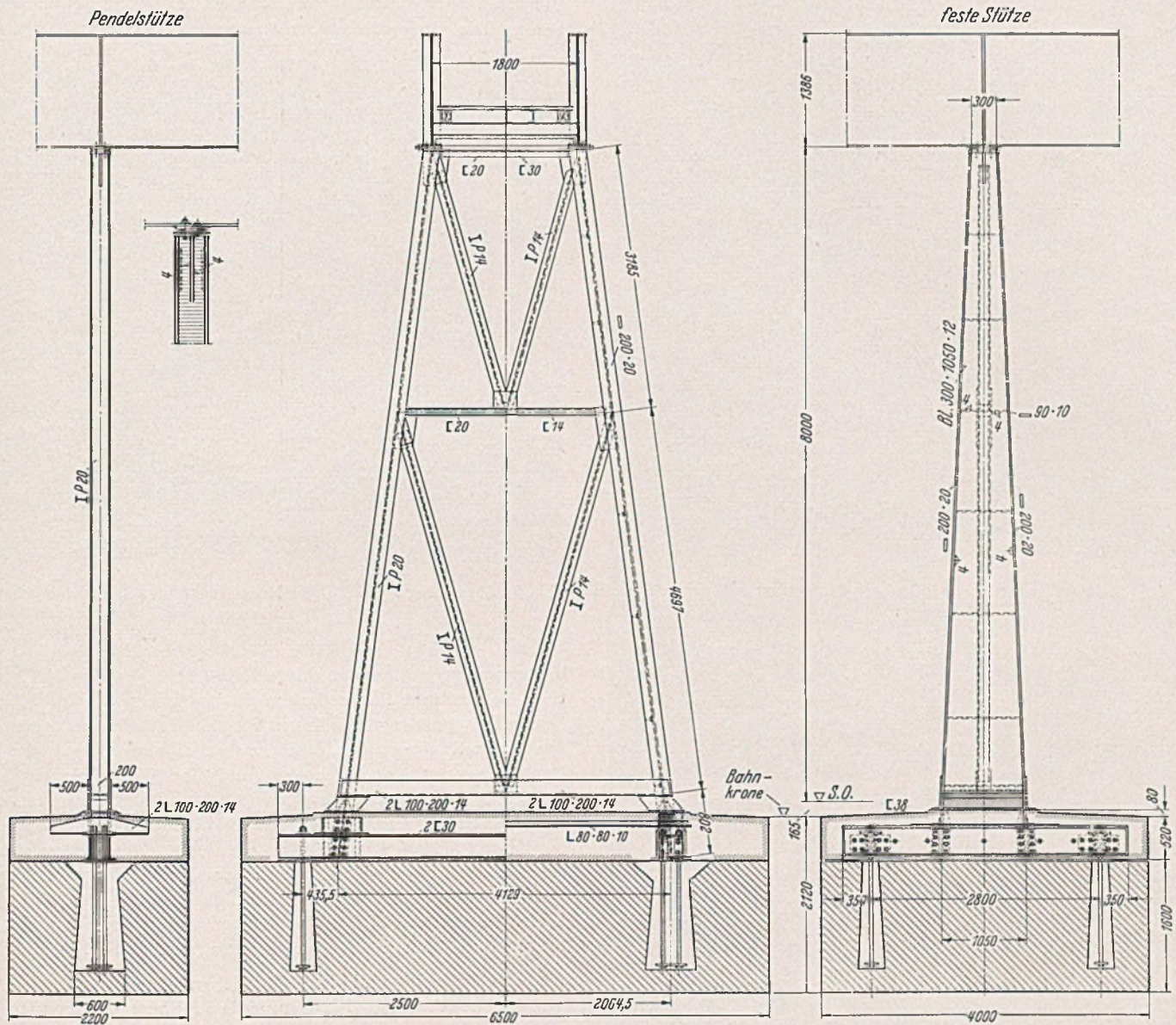


Abb. 3. Signalsteg I westlich in Nürnberg Hbf. Stützen.

Die Treppen haben 0,70 m lichte Weite und sind vollständig in Stahl hergestellt. Die Wangen werden aus [ 18 gebildet,

schweißt und als Ganzes zur Baustelle gebracht und aufgestellt. Mit Rücksicht auf die äußerst schwierige Aufstellung über den sehr stark befahrenen Zuggleisen wurde schon bei den Werkstatt-



Abb. 4. Signalsteg I westlich in Nürnberg Hbf. Anlieferung des ersten Hauptträgerteiles.

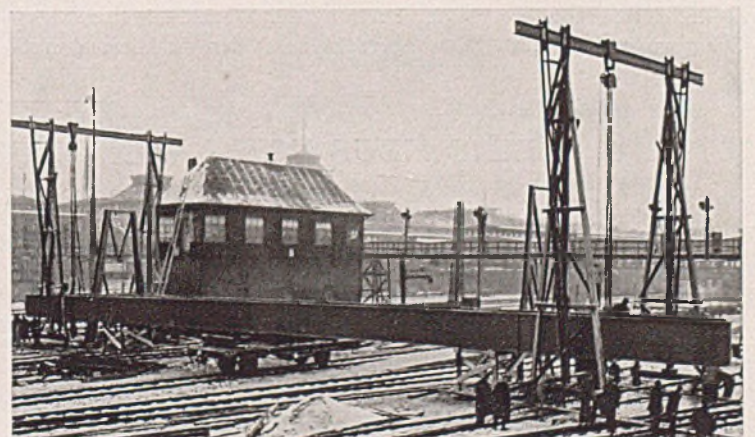


Abb. 5. Signalsteg I westlich in Nürnberg Hbf. Erster Hauptträgerteil gedreht.

arbeiten darauf gesehen, möglichst lange Stücke des Überbaues zusammengebaut abzuliefern. Wegen der geringen Seitensteifigkeit der Hauptträger war hierbei ganz besondere Sorgfalt bei der Her-

wendig. Es gelang aber die Hauptträger ohne wesentliche Verbiegungen oder Verbeulungen auszuführen. Der Überbau wurde in drei Teilen von je rd. 40 m Länge hergestellt und auf zwei Langholzwagen mit Drehschemel verladen zum Aufstellungsort gefahren. Die Obergurte waren hierbei zur Sicherung gegen Ver-

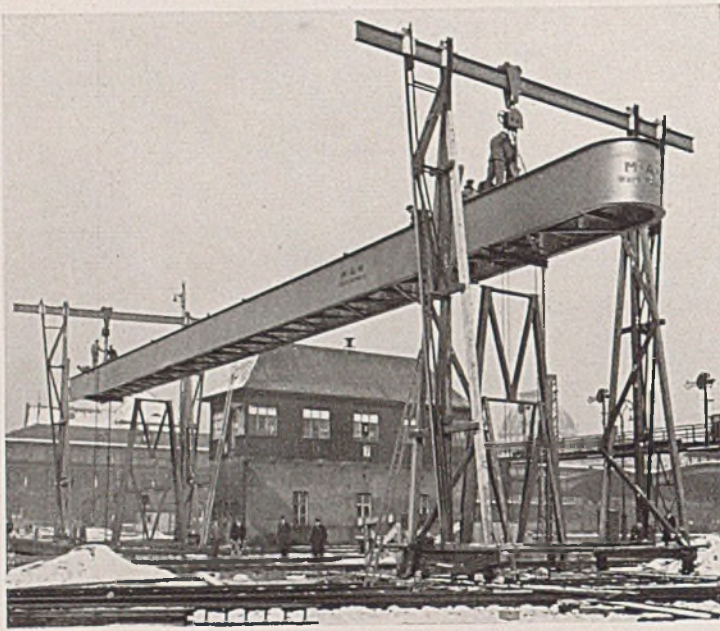


Abb. 6. Signalsteg I westlich in Nürnberg Hbf. Erster Hauptträgerteil hochgezogen.

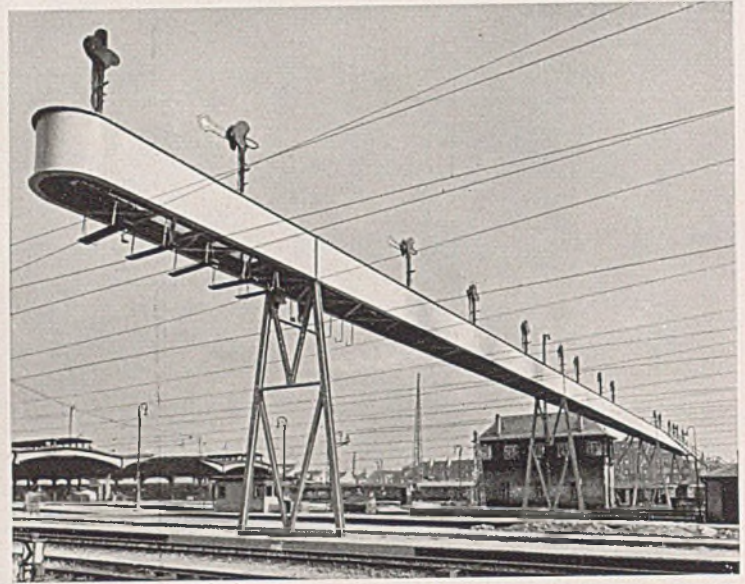


Abb. 8. Signalsteg I westlich in Nürnberg Hbf. Bauwerk nach Fertigstellung.



Abb. 7. Signalsteg I westlich in Nürnberg Hbf. Mittlerer Hauptträgerteil zum Anheben bereit.

stellung, insbesondere bei der Drehung der Werkstücke, um möglichst viele Schweißnähte waagrecht herstellen zu können, not-

biegungen gegeneinander ausgesteift (Abb. 4). Um die Brückenteile an Ort und Stelle drehen zu können, wurde zwischen den beiden Langholzwagen ein leerer Wagen mit Drehscheibe eingesetzt. Am Aufstellungsort wurde die Drehscheibe unterbaut, die beiden Langholzwagen herausgezogen und das Teilstück geschwenkt (Abb. 5). Zuvor waren bereits die beiden Montagewagen, die auf Schienen liefen, bereitgestellt. Nach vollständiger Drehung wurden die beiden Montagewagen eingefahren, das Hauptträgerstück mit einem Gewicht von rd. 18 t am Kettenzug angehängt, hochgezogen, seitlich verkatzt und auf die Stützen abgesetzt (Abb. 6). In gleicher Weise wurden die übrigen zwei Überbauteile nacheinander eingefahren und dann die Baustöße verschweißt (Abb. 7).

Die Drehung und das Hochziehen beanspruchte jeweils rd. 3 Stunden; für diese Zeit waren die in Frage kommenden Gleise außer Betrieb gesetzt. Die gesamten Arbeiten waren so vorbereitet, daß keinerlei Störungen aufgetreten sind.

Unmittelbar anschließend wurden die Signale umgelegt und in Betrieb genommen. Die alte Signalbrücke wurde sodann abgebrochen und verschrottet (Abb. 8).

Das Gesamtgewicht des Überbaues mit Stützen beträgt rd. 60 t St 37 d. i. rd. 0,55 t/lfd. m. Die Vergebung der Arbeiten erfolgte Anfangs Dezember 1934; Anfangs Februar 1935 war die Aufstellung beendet. Die Gesamtkosten betragen rd. 30 000 RM.

## EINE NEUE FORM VON RAUMABDECKUNGEN AUS STAHL.

Von F. Wansleben. Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen.

**Übersicht:** Es werden die bisherigen Ausführungen mit dem unter dem Namen Krupp-Doppelwinkel bekannt gewordenen Bauelement auf den verschiedenen Gebieten der Bautechnik besprochen.

Die Benutzung von Stahlblechen zur Abdeckung von Öffnungen und Räumen ist in der Bautechnik allgemein bekannt. Die geringe Steifigkeit ebener Bleche quer zu ihrer Fläche macht besondere Vorkehrungen notwendig, die Abdeckung zur Aufnahme von Lasten geeignet zu machen. Dies kann auf zwei Arten geschehen. Entweder sieht man eine Schar oder ein Netz von aussteifenden Trägern bzw. Rippen vor, oder man gibt den Blechen

selbst Formen, die ihnen eine größere Tragfähigkeit verleihen. Zu der letztgenannten Art gehören die Buckel-, Tonnen- und Wellbleche.

Die hier näher beschriebene, von der Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, hergestellte Stahldecke ist eine Weiterentwicklung des Wellbleches in Richtung der Forderungen sehr großer Stützweiten und hoher Tragfähigkeit bei geringem Preis. Das Ausgangsmaterial für die Abdeckungen ist ein 400 mm breites Flacheisen von 4,5 bis 8 mm Stärke. Es wird in einem Biegewalzwerk in eine flache Z-Form gebracht. Diese unter dem Namen

## LITERATURSCHAU.

Gesammelt und bearbeitet

von Regierungsbaurat Dr.-Ing. G. Ehnert, Glauchau.

### Baustoffkunde.

220. Poröser Beton. (Zellenbeton, Schaumbeton, Gasbeton u. a.) Von Dr. Th. Lach. Zement 1936, Heft 10, S. 151—154; Heft 12, S. 190—191; Heft 13, S. 207—209. Es wird eine Zusammenstellung der heutigen und früheren Arbeitsweisen zur Herstellung porösen Betons auf Grund der deutschen Patentliteratur wiedergegeben und zu den verschiedenen Verfahren zur Herstellung porösen Betons Stellung genommen.

221. Liefern die Abnutzungsversuche mit Gesteinswürfeln auf der Schleifscheibe nach DIN 2108 wirklichkeitstreue Abnutzungswerte? Von Dr.-Ing. H. Breyer. Zement 1936, Heft 12, S. 186—189; Heft 13, S. 203 bis 207. Unter Bezugnahme auf Versuche von Dipl.-Ing. Pogany stellt Verfasser fest, daß von einem stetigen Verhältnis zwischen dem an Gesteinswürfeln der einen oder anderen Gesteinsart ermittelten Abnutzungsverlust und dem Abnutzungsverlust, der sich an Betonkörpern ergibt, die mit Zuschlagstoffen aus den entsprechenden Gesteinsarten in verschiedenartigem Mischungsverhältnis aufgebaut sind, nicht gesprochen werden könne, und begründet dies an Hand der Ergebnisse der Abschleifversuche von Pogany, Bauschinger, Böhme und Gary.

222. Verwendungsmöglichkeiten, Eigenschaften und Herstellung der im Heißverfahren erzeugten Bitumenpapiere. Von Obering. Hoffmann, Berlin. Bitumen 1936, Heft 2, S. 34—36. Die im Heißverfahren hergestellten Bitumenpapiere werden u. a. auch als Ersatz für imprägnierte Jute mit Erfolg verwendet. Verfasser gibt Richtlinien für die Auswahl der Papiere wieder und stellt die Ausführung des Heißverfahrens der des Kaltverfahrens gegenüber.

### Statik und Festigkeitslehre.

223. Die Mohrsche Umhüllungslinie für Beton. Von Ing. E. Brod, Paris. Beton u. Eisen 1936, Heft 6, S. 104—107 m. 7 Abb. Es werden der Einfluß der mittleren Hauptspannung bei Beton, die theoretischen Umhüllungslinien für Beton nach Mohr und Gehler, ferner die Umhüllungslinien für Beton aus Versuchen nach Considère behandelt und u. a. gefolgert, daß die Umhüllende für Beton keine Gerade ist. Die gefundenen Werte für die Bruchbedingung bei allseitiger Beanspruchung unter der Voraussetzung, daß die Umhüllende eine Gerade oder gewöhnliche Parabel sei, sind im höheren Druckbereich mit den vorhandenen Versuchsergebnissen nicht in Einklang zu bringen.

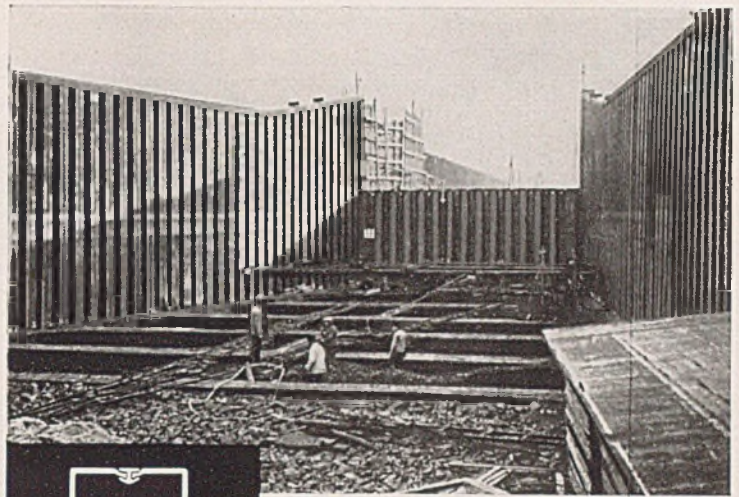
224. Schnelle Bestimmung der Biegemomente durchlaufender Stahlträger. Von Dipl.-Ing. R. Jacki, Eckernförde. Deutscher Baumeister 1936, Heft 2, S. 10—11. Für Einzellasten, sowie für Einzellasten mit gleichzeitig gleichmäßig verteilter Belastung gibt Verfasser eine Zahlentafel wieder, deren Ableitung kurz nachgewiesen und deren Anwendung an einer Reihe von Zahlenbeispielen erläutert wird.

225. Hilfwerte zur Berechnung rahmenartiger Tragwerke. Von W. Repenning. Zement 1936, Heft 11, S. 174—176. Gemäß den „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932“ brauchten bei den üblichen Hochbauten die Innenstützen, die mit den Eisenbetonbalken biegefest verbunden sind, im allgemeinen nur auf mittigen Druck und nicht auf Rahmenwirkung berechnet zu werden. Wenn bei den Randsäulen solcher Tragwerke keine genaue Berechnung der Rahmenwirkung angestellt wird, so dürfen die Biegemomente in den Randsäulen und im Endfeld des Balkens nach den in diesen Bestimmungen angegebenen Näherungsgleichungen bestimmt werden. Zur Vereinfachung der Auswertung der Gleichungen werden Hilfwerte zur Bestimmung der Einspannungsmomente des voll eingespannten Balkens angegeben.

### Beton- und Eisenbetonbau.

#### a) Allgemeines.

226. Beeinflussung der Beton-Elastizität. Von Dr.-Ing. A. Hummel. Betonstraße 1936, Heft 3, S. 61—65, 1. Teil m. 2 Abb. Die Bedeutung der Dehnungsfähigkeit des Betons für die Rissicherheit wird gekennzeichnet und darauf hingewiesen, daß für die Mehrzahl der praktischen Fälle eine Zusammen- bzw. Wechselwirkung zwischen Dehnung und Zusammendrückung, also Zug- und Druckelastizität vorliegt, auf die im einzelnen eingegangen wird.



Havelberg - Schleusenbau (Haveldurchstich)

# Stahlpundwände



FRIED. KRUPP AKTIENGESELLSCHAFT  
FRIEDRICH-ALFRED-HÜTTE  
RHEINHAUSEN (NIEDERRHEIN)



## Dynamisches Baugrund-Untersuchungsverfahren

Ermittlung der Tragfähigkeit des Baugrundes für ruhende und bewegte Lasten sowie der Lagerung und Mächtigkeit der Bodenschichten. Bestimmung der elastischen Kennzahlen des Baugrundes, insbesondere für die Berechnung der Eigenschwingungszahlen von Maschinen-Fundamenten.

### Seismos G. m. b. H.

Abtlg. für Baugrunduntersuchungen  
Berlin W 9, Potsdamer Platz 1, Columbushaus  
Telefon: B 1 Kurfürst 4785

## b) Hoch- und Tiefbau.

227. Die konstruktive Gestaltung der Johanniskirche in Berlin-Frohnau. Von Dipl.-Ing. M. Rudel u. W. Köhn. Zement 1936, Heft 11, S. 169—173 m. 18 Abb. Zunächst werden die gelegentlich eines Wettbewerbes aufgestellten verschiedenen Entwürfe grundsätzlich bezeichnet. Anschließend wird der Ausführungsentwurf beschrieben, bei dem das Kirchenschiff durch einen Spitzbogenbinder durchgeführt worden ist, der als Betonkonstruktion alle Dachlasten und auch die schwere Last der Turmaußenwand aufnimmt. Die Eisenbetonbinder bestehen aus einem unteren Zweigelenkrahmen mit hochtragenden Stielen, auf welche sich ein zweiter Zweigelenkbogen aufsetzt.

## Stahlbau.

## a) Allgemeines.

228. Über die Ausführung von Eisenbetonbogenbrücken mit Zugband. Von Prof. Dr.-Ing. Berrer, Breslau. Bautechn. 1936, Heft 12, S. 176—179 m. 3 Abb. Verfasser berichtet über Erfahrungen über die zweckmäßigste Bauausführung, die es gestattet, die Eisenbetonbogenbrücken mit Zugband technisch einwandfrei, risse- und rosticher herzustellen und ihren Bogen eine schlanke, sehnige, das Auge befriedigende Form zu geben. In diesem Zusammenhang begründet Verfasser die Forderung besonderer Ausführungsmaßnahmen, insbesondere solche gegen die zusätzlichen Beanspruchungen.

## b) Brückenbau.

229. Die Erneuerung der Veddelkanalbrücken im Hamburger Hafen. Von Dipl.-Ing. H. Wiedenmann, Hamburg. Stahlbau 1936, Heft 7, S. 49—53 m. 14 Abb. Es handelt sich um zwei Brücken, deren Hauptträger als genietete Langersche Balken mit parabolischem Stabbogen von je 60 m Stützweite ausgeführt worden sind. Einzelheiten der Konstruktion sowohl der Straßen- als auch der Eisenbahnbrücke werden wiedergegeben.

230. Die neue Straßenbrücke über den Nil bei Benha, Ägypten. Von Dipl.-Ing. Fr. Sperber, Hamburg. Bautechn. 1936, Heft 13, S. 200—202, 1. Teil m. 5 Abb. Es handelt sich um eine 262 m lange Brücke mit vier festen Öffnungen von je 50 m Stützweite und einer Drehbrücke von je rd. 30 m Stützweite der Dreharme. Die Überbauten sind Fachwerkträger in Stahlkonstruktion mit halbversenkter Fahrbahn. Die schwierigen Gründungen und die Ausführung der Brücke selbst werden näher beschrieben.

231. Die Reichskraftfahrbahnbrücke über die Mangfall. Von Dipl.-Ing. W. Hilt, München. VDI 1936, Heft 12, S. 367—372 m. 18 Abb. Entwurf und endgültige Gestaltung, Konstruktion und Ausführung der 47,5 m hohen Pfeiler, der Widerlager, des Stahlüberbaues und der Fahrbahnplatte, insbesondere der Zusammenbau des Brückentragwerks werden wiedergegeben.

## Wasserbau.

## a) Wasserbewegung, Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht.

232. Die Sturmfluten der Nordsee in der Jade. Von K. Lüders, Wilhelmshaven. Bautechn. 1936, Heft 13, S. 193—196, 1. Teil m. 8 Abb. Die mitgeteilten Untersuchungen sollen eine Übersicht über die Sturmflutverhältnisse der Jade geben und dazu dienen, festzustellen, ob zwischen den dicht benachbarten Küstengebieten der Weser und Jade bereits wesentliche Unterschiede in dem Auftreten und der Verteilung der Sturmfluten vorhanden sind. Ferner werden die im Schrifttum bekanntgegebenen Sturmfluterscheinungen an der deutschen Nordseeküste miteinander verglichen, um auf diese Weise etwa vorhandene, allgemeingültige Gesichtspunkte von der Sturmflutverteilung aufzufinden.

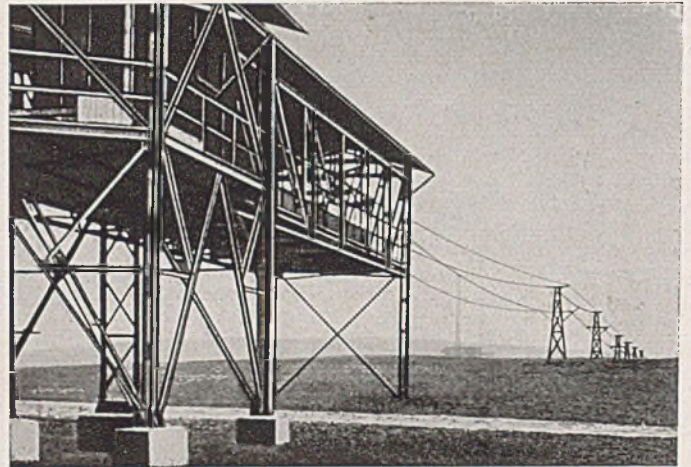
## b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenanbau und Schleusenbau.

233. Kaibauten auf schlechtem Untergrund. Von Dipl.-Ing. Schütte, Hamburg. WRH 1936, Heft 6, S. 75—77 m. 6 Abb. Es werden neuere Beispiele für die Gründung von Kai und Schleusenmauern auf schlechtem Untergrund den vom internationalen ständigen Verband der Schifffahrts-Kongresse eingeforderten Berichten verschiedener Länder entnommen. Gleichfalls wird die Stellungnahme verschiedener Berichterstatter zu der Frage des Einflusses des Grundwasserstandes und seiner Schwankungen wiedergegeben.

234. Strömungsdruck auf Gleitschützen und Dammbalken. Von Ing. S. A. Jegerow, Moskau. Wasserwirtsch. u. Technik 1936, Heft 8/9, S. 88—92, 1. Teil m. 9 Abb. Verfasser berichtet über Modell-Versuche zur Bestimmung des Wasserdruckes auf die Gleitfallen. Die Versuche wurden im Spiegelglasgerinne ausgeführt. Ferner werden behandelt die Verfahren zur Berechnung des Horizontaldruckes auf die Schützen ebener Schützentaafeln, ferner die Druckverteilung bei Dammbalken mit großen Abmessungen und solchen aus Eisenbeton.

# Arnoth & Bäcker

## SAARBRÜCKEN-BURBACH



## Stahlbau · Hebezeuge Transportanlagen

### Koh-i-noor

Blei- und Kopierstifte  
bleiben unerreicht!

Koh-i-noor-Bleistifte sind nach wissenschaftlicher Erprobung auch besonders für Lichtpausen geeignet. Druckschriften durch L. & C. Hardtmuth, Berlin SW68.

### Neue Schnell-Erdbohrer

(Spiral-Hohlbohrer) 25 bis 600 mm Ø, für alle Tiefen. 7 Modelle. Bedeutende Geldersparnis. Prospekt frei.

E. Jasmin, Hamburg 30.

### Turmdrehkrane



in allen  
Größen

baut seit  
25 Jahren

Carl Peschke  
Baumaschinen-  
Fabrik  
Zweibrücken  
(Rheinpfalz)

## Prospekt- Beilagen

finden durch  
diese Zeitschrift  
zweckentsprechende  
Verbreitung!

Seit  
Jahrzehnten  
dauerhafteste  
Schutzanstriche  
für Beton u. Eisen mit  
**Inertol**

Firma  
Paul Lechler  
Stuttgart

**HEBEZEUG-UNION** GM  
BH  
BERLIN SW. 68



Hydraulische Hebeböcke bis 1000t Tragkraft

PULVER



4


Geräte  
in einem:  
Normal-Ramme,  
Kran-Ramme,  
Kran und  
Pfahl-Zieher!

Die neue

# MENCK

## ROHRGERÜST-RAMME


**MENCK & HAMBROCK**  
**ALTONA-HAMBURG**

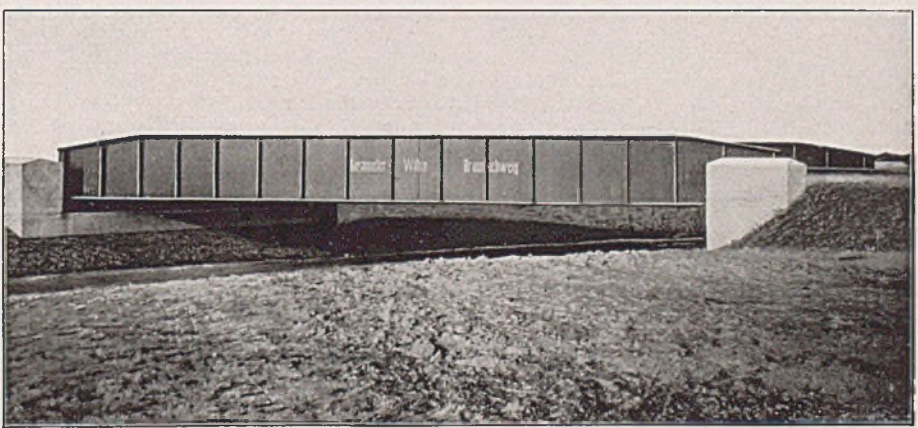


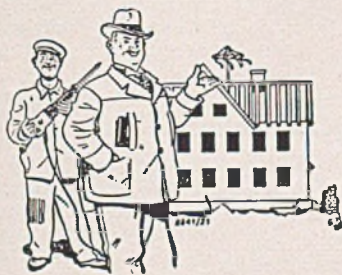
Brücken  
Hochbehälter  
Bunker  
Hallen

Geschweißte Eisenbahnbrücke  
(Lastenzug E)

Gasometer-Wilke A.-G.  
Braunschweig

Fernruf: Sammel-Nr. 5240





„Am 10. sollte es fertig sein - am 10. **WAR** es fertig!“

Baufirma Schlagfest kennt keine halben Zusagen, keine peinlichen Verzögerungen. Auf den Tag genau rechnet sie sich aus, wie lange sie mit ihrem neuen Bosch-Hammer zu bohren, meißen, stocken und stampfen hat — und diese Termine hält sie ein! Sie weiß auch, daß Ihr Bosch-Hammer sie nicht im Stich läßt, weil Bosch ihn im eigenen Versuchsraum gründlich erprobt. — Auch in Ihrem Bezirk gibt es eine Firma Schlagfest mit dem Bosch-Hammer. Geben Sie Ihr den nächsten Auftrag!



Hier abtrennen .....

und heute noch einsenden an die Robert Bosch A.-G., Stuttgart, Abt. WEB  
Führen Sie uns den Bosch-Hammer vor! Bedingung: es darf nichts kosten und zu nichts verpflichten. Schicken Sie uns mit Ihrer Besuchsanmeldung das illustrierte Heft: „Billiger bauen!“

Bau 3

Name .....

Ort/Straße .....

Hier abtrennen!

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

235. Luft-Modellversuche an Drosselklappen für Druckleitungen von Wasserkraftanlagen. Von Obering. Dr. C. Keller und Dr. F. Salzmann, Zürich. Schweiz. Bauztg. 1936, Bd. 107, Heft 13, S. 133—136 m. 14 Abb. Nach der Feststellung, daß die Berechnungsgrundlagen für die um eine senkrecht zur Stollenachse liegende Achse drehbare Drosselklappen sowohl in statischer als auch in dynamischer Hinsicht noch unzulänglich sind, geben die Verfasser die Ergebnisse wieder, die sie bei Modellversuchen gewonnen haben. Diese Versuche sind im Forschungslaboratorium der Escher-Wyß, Zürich, nach den dort entwickelten neuen Möglichkeiten experimenteller Untersuchung von Drosselklappen mittels Anströmens durch Luft statt durch Wasser durchgeführt worden.

236. Neue Rechenreinigungsmaschinen für Wasserkraftwerke. Von G. Burkhardt, Bern. Schweiz. Bauztg. 1936, Bd. 107, Heft 13, S. 137—138 m. 2 Abb. Der Aufbau einer Rechenreinigungsmaschine wird an Hand einiger Beispiele schweizerischer Wasserkraftanlagen erläutert. Dabei werden jeweils neuere Einrichtungen besonders begründet, die sich während des bisherigen Betriebes bewährt haben.

### Straßenbau.

237. Zweck und Ausbildung von Dehnungsfugen in Betonstraßen. Von P. W. Scharroo. Betonstraße 1936, Heft 3, S. 55—57. Verfasser weist darauf hin, daß Dehnungsfugen allein noch keine Gewähr für rissfreien Beton geben, und behandelt alle diejenigen Maßnahmen, die zur Erzielung rissfreien Betons der Fahrbahnbedecke notwendig sind. Insbesondere geht Verfasser auf die Notwendigkeit freier Bewegungsmöglichkeit der Betonplatten in Bezug auf die Ausbildung der Fugen ein.

238. Der Bau der Betonfahrbahndecken auf den Reichsautobahnen. Von Dipl.-Ing. R. Dittrich, Berlin. Verkehrstechnik 1936, Heft 6, S. 157—162, 1. Teil m. 9 Abb. Verfasser behandelt die Querschnittsgestaltung der Fahrbahnen, die Fugenanordnung und -ausbildung, den materialtechnischen Aufbau des Deckenbetons, die verschiedenartigen Bauweisen hinsichtlich der Zahl der Schichten und der Eiseneinlagen, schließlich die Bauausführung, insbesondere den Umschlag und die Lagerung der Baustoffe, die Betonzusammensetzung und Baustoffprüfung sowie den Baustoffzwischen-transport vom Umschlagsplatz zur Baustelle.

239. Herstellung der Betonfahrbahn auf dem Masaryk-Ring bei Brünn. Von Ing. Zdenko Schwarz, Prag. Betonstraße 1936, Heft 3, S. 57—61 m. 5 Abb. Auf einer rd. 10 km langen Betonfahrbahn sind drei verschiedene Ausführungen angewendet, so daß die mit ihnen gewonnenen Erfahrungen einen Überblick über die neuesten Betondeckenherstellung in der Tschechoslowakei vermitteln.

240. Fugenausgußmassen für Straßendecken aus Zementbeton. Von Reichsbahnrat Dr. Seufert, München. Bitumen 1936, Heft 2, S. 31—34 m. 8 Abb. Die mit Fugenvergußmassen auf den Reichsautobahnen gewonnenen schlechten Erfahrungen haben zu Versuchen Veranlassung gegeben, die der Güteprüfung, insbesondere der Bestimmung des Ausbreitungsvermögens und des Verhaltens bei +50° C dienen. Die Versuchsanordnung und die Auswertung der Versuchsergebnisse werden wiedergegeben.

241. Über das Verhalten von Bitumen und Asphaltmischungen bei Stoßbeanspruchungen. Von Dr.-Ing. Ph. Pfeiffer, D. Oosterhof, Dr.-Ing. van den Berge. Bitumen 1936, Heft 2, S. 25—31. Das beschriebene Verfahren zur Bestimmung der Erschütterungsbeständigkeit von Bitumen und von Asphaltmischungen liefert für verschiedene Bitumen bzw. Asphalte sehr abweichende Werte. Nach den angestellten und wiedergegebenen Versuchen besitzen geblasene Bitumen eine größere Erschütterungsbeständigkeit, als man aus ihrer Sprödigkeit würde vermuten können. Die Sprödigkeit wurde nach dem Verfahren von van Heurn und Begheyn bzw. dem von Fraaß bestimmt. Einen Zusammenhang zwischen den nach diesen beiden Verfahren gefundenen Werten und der Erschütterungsbeständigkeit konnte in den meisten Fällen nicht gefunden werden.

242. Entwerfen und Abstecken von Straßenbogen mit langen Übergangsbogen. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. G. Schramm, Berlin. Verkehrstechn. 1936, Heft 6, S. 163—164, 1. Teil. Nach Kennzeichnung der Aufgaben der Bogengestaltung und der Bogenabsteckung werden das Entwerfen und Abstecken für Bogen

mit gerader Krümmungslinie (Kreisbogen mit Übergangsbogen, Scheitelbogen), Gegenbogen mit gerader Krümmungslinie (Kreisbogen mit Übergangsbogen), Scheitelbogen, für Bogen mit S-förmig geschwungener Krümmungslinie und für Gegenbogen mit geschwungener Krümmungslinie behandelt. Schließlich werden der Grad der Genauigkeit des Verfahrens und weitere Anwendungsmöglichkeiten aufgezeigt.

243. Abzweigungen und Kreuzungen beim Berliner Kraftfahrbauring. Von Dipl.-Ing. H. Ewald, Berlin. VDI 1936, Heft 12, S. 364—366 m. 7 Abb. Die Einmündung der Kraftfahrbaulinien in den Berliner Ring der Reichskraftfahrbahnen und die Verbindung mit kreuzenden Straßen werden behandelt. Dabei wird gezeigt, daß die Abzweigungen der Reichskraftfahrbahnen nach der sog. Trompetenlösung ausgeführt werden, die nur ein Kreuzungsbauwerk erfordert und verhältnismäßig wenig Fläche beansprucht.

### Eisenbahnbau und -betrieb.

244. Umladeanlage im Verschiebebahnhof Nürnberg. Von Reg.-Baumeister H. Kern, Nürnberg. VDI 1936, Heft 12, S. 354—356 m. 8 Abb. Die seit 1903 bestehende Umladeanlage im Verschiebebahnhof Nürnberg, die den neuzeitlichen Anforderungen in betrieblicher und wirtschaftlicher Hinsicht nicht mehr gewachsen war, ist ersetzt worden durch eine Anlage, die für Durchschubbetrieb eingerichtet ist. Die Dächer der Haupthallen sind in Holz ausgeführt und stehen auf Eisenbetonstützen. Die Außenstützen sind durch durchgehende Eisenbetonträger verbunden.

### Städtebau.

245. Bahnhofsvorplätze und Kraftverkehr. Von Prof. Dr.-Ing. G. Müller, Berlin. VDI 1936, Heft 12, S. 357—361 m. 19 Abb. Der Einfluß der schnellen Entwicklung des Kraftverkehrs in den Städten auf die Umgestaltung der bestehenden Bahnhofsvorplätze und ihre Lösung bei schwierigen Grundrißverhältnissen wird unter Bezugnahme auf verschiedene Neugestaltungen von Bahnhofsvorplätzen in deutschen Großstädten behandelt.

### Wasserversorgung der Städte. Abwasserreinigung.

246. Die hydrodynamischen Verhältnisse in Fernwasserleitungen. Von Dipl.-Ing. W. Wiederhold, Hildesheim. Gesundh.-Ing. 1936, Heft 10, S. 138—143 m. 17 Abb. Verfasser weist darauf hin, daß in Fernwasserleitungen ähnliche hydrodynamische Verhältnisse vorliegen wie in Turbinendruckrohrleitungen, und daß sich die festigkeitstechnischen Beanspruchungen der Anlage auf derselben Grundlage errechnen, während für die konstruktive Ausbildung der dynamischen Erscheinungen auslösenden Regelteile neue Wege gesucht werden mußten. Die Veröffentlichung beschränkt sich, besonders hinsichtlich der Armaturenfrage, auf die Verhältnisse der Fernwasserleitung Osterode-Bremen der Harzwasserwerke der Provinz Hannover.

247. Betriebsergebnisse der Kläranlage Nürnberg-Nord. Von Baurat W. Müller, Nürnberg. Gesundh.-Ing. 1936, Heft 11, S. 152—159 m. 12 Abb. Nachdem nunmehr die Betriebsergebnisse von nahezu 5 Jahren vorliegen, werden dieselben in Bezug auf die einzelnen Klär- bzw. Reinigungsvorrichtungen und die jeweils angeordneten Verbesserungen wiedergegeben. Dabei wird auf die wesentliche Steigerung der Frischschlamm- und Faulschlamm-Mengen besonders eingegangen.

248. Über Gasgewinnung aus Kläranlagen. Von städt. Oberbaurat H. Keppner, München. Gesundh.-Ing. 1936, Heft 12, S. 166—169. Die von der Fachgruppe Abwasser der DGB gestellten Aufgaben: „Ermittlung der aus Schlammzersetzungsräumen zweistöckiger oder getrennter Anlagen gewonnenen Gesamtmenge an Kalorien im Vergleich zu den zur Zersetzung gelangten Schlammengen und ihres Gehalts an organischen Stoffen und die statistische Erfassung der reinen Betriebskosten für beiderlei Anlagen“ werden auf Grund der Verhältnisse, wie sie die Münchener Kläranlage aufweist, untersucht.

### Städtische Straßen- und Schnellbahnen, Verkehrswesen.

249. Fortschritt und Wirtschaftlichkeit im Schienenverkehr. Von Direktor d. DRB Dr.-Ing. M. Leibbrand, Berlin. VDI 1936, Heft 12, S. 349—353 m. 13 Abb. Verfasser zeigt, wie die Geschwindigkeiten in dem letzten Jahr stark zugenommen haben, wie der Fahrplan verdichtet ist. Die Wirtschaftlichkeit der Leistungssteigerung durch die Neugestaltung von Lokomotiven, Triebwagen, Bremsen, Oberbau und Sicherungsanlagen ist die Voraussetzung für die Weiterverfolgung des eingeschlagenen Weges. Die Untersuchung der Wirtschaftlichkeit zeigt das überraschende Ergebnis, daß infolge der neuen Maßnahmen die Betriebskosten sinken, da die Ersparnisse durch schnelleren Umlauf von Mannschaften und Fahrzeugen die Mehraufwendungen für Betriebsstoffe und Unterhaltung übertreffen.

„Krupp-Doppelwinkel“ bekanntgewordenen Profile werden durch Verschweißen an den Längskanten, nach Bedarf unter Zwischenschaltung ebener Flächeisen, zu gewellten Belagblechen verbunden. Abb. 1 zeigt die Fahrbahn der Flutöffnungen der „Admiral Graf

sind mit der in Abb. 3 dargestellten Fahrbahn mit Eisenbetonplatten gedeckt. Das Gewicht derselben ist mit  $883 \text{ kg/m}^2$  um  $212 \text{ kg/m}^2$  schwerer als die nur  $671 \text{ kg/m}^2$  wiegende Fahrbahn nach Abb. 2.



Abb. 1. Fahrbahnabdeckung der Flutöffnungen der „Admiral Graf Spee-Brücke“ über den Rhein bei Duisburg.

Spee-Brücke“ über den Rhein bei Duisburg. Diese ist mit einem 7 mm starken Belag der beschriebenen Art abgedeckt. Auf diesem ist die eigentliche Fahrbahndecke aufgebracht. Sie stimmt in ihrem Aufbau fast genau mit der in Abb. 2 im Schnitt dargestellten Fahrbahn der Mittelöffnung der Adolf Hitler-Rheinbrücke bei Krefeld-Ürdingen überein. Der Abstand der Längsträger beträgt 1,9 bzw. 2,0 m. Die Seitenöffnungen der zuletzt genannten Brücke

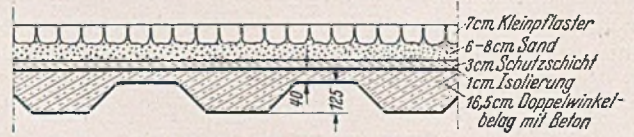


Abb. 2.

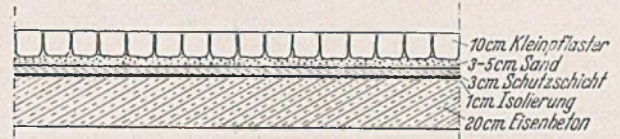


Abb. 3.

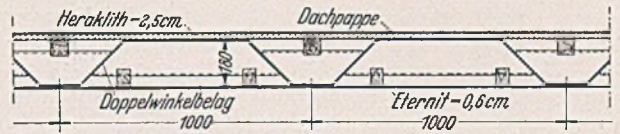


Abb. 6.

Neuerdings werden in die Wellen des Belages Querschotts eingeschweißt, die so angeordnet sind, daß sie durchlaufende Querverbindungen darstellen und somit als lastverteilende Querträger wirken. Wird bei dieser Bauform der Füllbeton durch geeignete Vorkehrungen mit dem Stahlbelag in Verbund gebracht, läßt sich die Stützweite der Fahrbahndecke bei Belastung durch Einzelasten bis zu etwa 4,0 m vergrößern.

Beim Bau der Reichszeugmeisterei in München ist der Doppelwinkelbelag in sehr großem Umfang als Deckentragwerk benutzt worden. Die Stärke der verwandten Flächeisen beträgt 4,5 mm. Die Decke ist in Abb. 4 im Querschnitt dargestellt. Sie hat eine

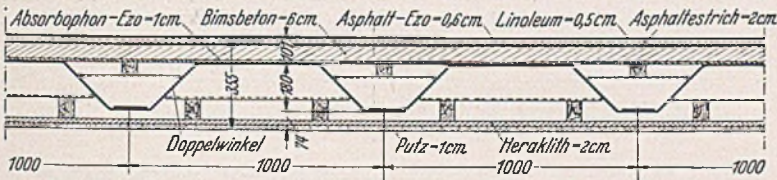


Abb. 4.

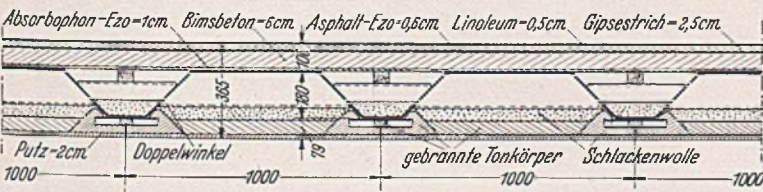


Abb. 5.

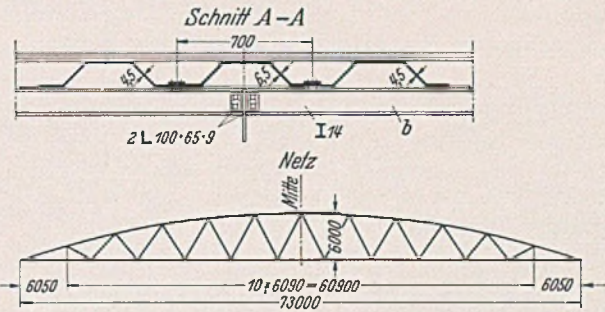


Abb. 7 a.

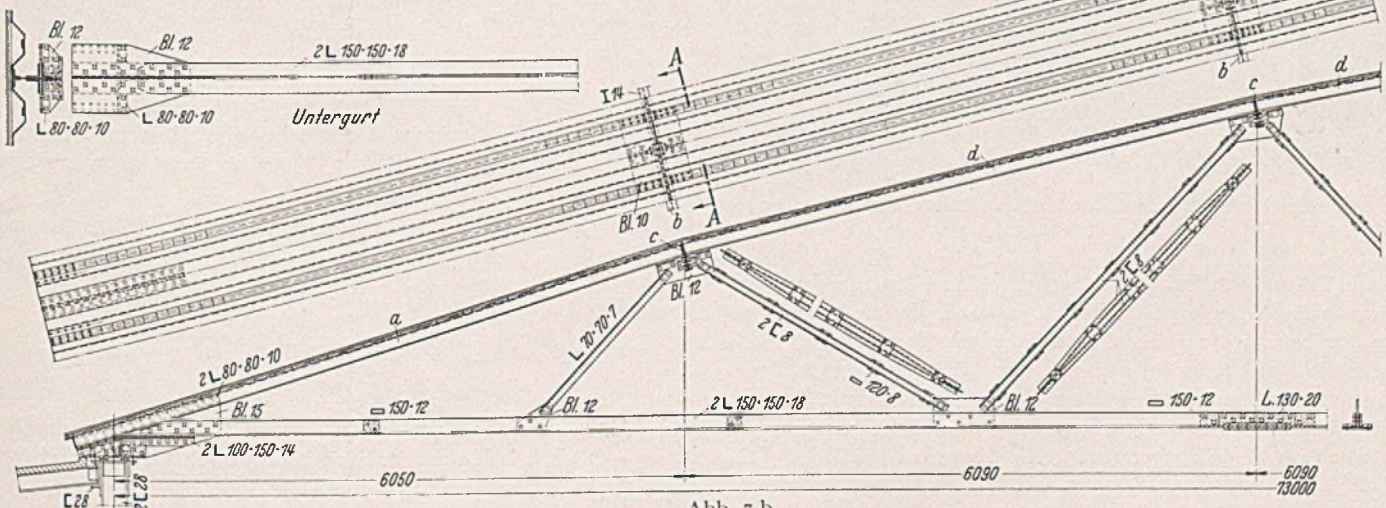


Abb. 7 b.

Stützweite von etwa 4,5 m. Im oberen Teil der Wellen wurden etwa 340 mm breite Flacheisen zwischen die Doppelwinkel geschweißt, während in den unteren Wellen als Ausgleich und zur Verbindung der einzelnen 1,0 m breiten Tröge 150 mm breite Laschen gelegt wurden, die zur Erhöhung der Tragfähigkeit beitragen. In Abb. 5 ist noch eine feuerbeständige Decke dargestellt, welche zur Zeit einer Brandprobe unterzogen wird.

Als Dachabschluß ist der Stahlbelag erstmalig bei dem vorgenannten Bauwerk zur Ausführung gelangt. Er wurde mit Dachziegeln bekleidet. Eine weitere Ausführung, welche bei 7,5 m Binderabstand ohne Pfetten tragfähig ist, zeigt Abb. 6 im Querschnitt. Des Ausschens und der Wärmehaltung wegen ist die Decke von unten mit glatten Eternitplatten verkleidet. Die Stärke der Stahlbleche beträgt 5 mm.

Die Tatsache, daß der Doppelwinkelbelag, wenn er an den Querrändern mit angeschweißten Gurtungen versehen wird, ein in seiner Ebene biegungsfester Träger ist, legt den Gedanken nahe, bei Brücken den Doppelwinkelbelag der Fahrbahn als Windverband zu benutzen. Sie gibt aber auch die Möglichkeit, die Stahlendeckung eines Daches zugleich als Tragkonstruktion zu verwenden. Abb. 7a, b zeigt einen Teil des Querschnitts eines Daches von 73 m Spannweite, bei welchem die Dachhaut zugleich ein Hauptglied des Dachtragwerks ist<sup>1</sup>. Der statische Aufbau des Daches ist folgender: Die beiden äußeren etwa 6,3 m breiten Dachhautstreifen „a“ sind als Träger ausgebildet, die an den Gebäudestützen und Zuggurten gelagert sind. Sie nehmen die Kämpferdrücke der

zwischen ihnen gespannten gewölbten Dachhaut auf. Zwischen den in 7,0 m Abstand liegenden Zuggurten und der Dachhaut sind leichte Diagonalstäbe gezogen, welche nur die Abweichungen von den gleichmäßig verteilten Dachlasten aufzunehmen und die Form des Dachbogens zu halten haben. Die zwischen den oberen Knotenpunkten der Diagonalen in Längsrichtung des Daches verlaufenden Pfetten „b“ sind nur zur Erleichterung der Montage notwendig. Die mit Flacheisengurten „c“ versehenen Dachhautstreifen „d“ sind in ihrer Ebene steif genug, um bei ihrer räumlichen Stellung gegeneinander ein Ausbeulen des Gewölbes zu verhüten. Die Wellenhöhe der 4,5 mm starken Dachhaut beträgt hier nur 125 mm. Die Wellenbreite ist 700 mm. Das Gewicht der Stahlkonstruktion des Daches einschl. des Doppelwinkelbelages beträgt nur 72 kg/m<sup>2</sup>. Hiervon wiegt die Stahldachhaut ohne Gurtflacheisen und ohne Aussteifungsmaterial etwa 45 kg/m<sup>2</sup>.

Auf die statische Untersuchung des Doppelwinkelbelages für Einzelbelastungen soll hier nur ganz kurz eingegangen werden. Sie wird am besten in zwei Teilaufgaben zerlegt, deren Ergebnisse zusammengezählt werden. Zuerst wird der Belag als ein durchlaufendes, an den Queraussteifungspunkten gestütztes Falwerk berechnet. Dann betrachtet man den Belag als eine mit lastverteilenden Querträgern versehene Trägerschar, welche mit den Auflagerkräften des ersten Rechnungsteiles belastet ist. Sind mehrere Lasten vorhanden, dann wird man ihre Einflüsse getrennt untersuchen und dann addieren.

<sup>1</sup> Ist zum Schutz angemeldet.

## SYMMETRISCHE DACHFÖRMIGE ZWEIFELDBALKEN.

Von Dipl.-Ing. August Brandt, Dortmund.

**Übersicht:** Für dachförmige Zweifeldbalken werden die wichtigsten statischen Größen in Abhängigkeit von der Trägerform angegeben. Einflußlinien für Stützenmoment und Feldmoment. Bei verschiedenen Lastfällen werden geschlossene Formeln für die Durchbiegung im Querschnitt 0,4 l.

Bei kleineren Überbauten werden oft mit Vorteil einbetonierte geschweißte Träger mit geknicktem, „dachförmigem“ Obergurt verwendet. Abb. 1 a und 1 b zeigt derartige Träger, wie sie bei der Holzbachbrücke in Augsburg zum Einbau gelangten.

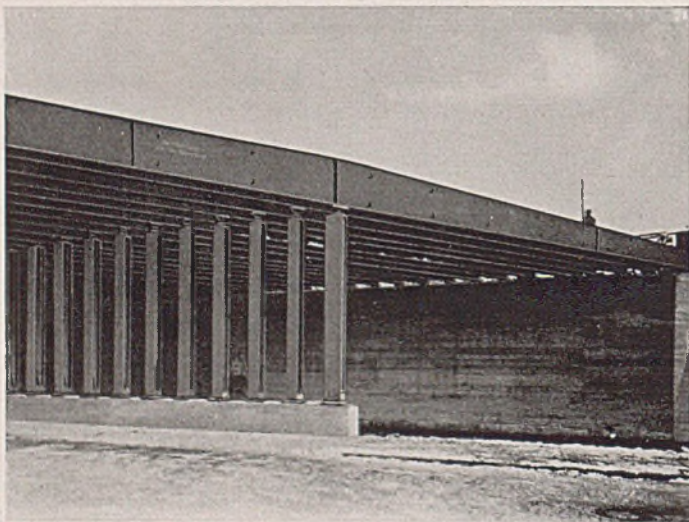


Abb. 1 a. Holzbachbrücke in Augsburg als Nasenprofilträger in Dachform.

Diese Trägerform hat gegenüber parallelen Trägern den Vorteil einer Ersparnis an Konstruktionshöhe, da sich eine besondere Aufbetonschicht zur Herstellung einer geneigten Oberfläche für die Entwässerung erübrigt. Auch ist eine bessere Spannungsausnutzung möglich, so kann z. B. bei dachförmigen Trägern auf drei Stützen die zulässige Spannung durch geeignete Formgebung auch im Felde ausgenutzt werden, was bei parallelen Trä-

gern mit konstantem Querschnitt nur über der Mittelstütze möglich ist.

Da die dachförmigen Träger stetig veränderliches Trägheitsmoment besitzen, ist die genaue Berechnung umständlich. Unter einer bestimmten Voraussetzung lassen sich jedoch durch Rechnung bei einfachen Lastfällen für die wichtigsten statischen Größen geschlossene Formeln herleiten, in denen der Einfluß des veränderlichen Trägheitsmomentes genügend genau berücksichtigt ist. Es

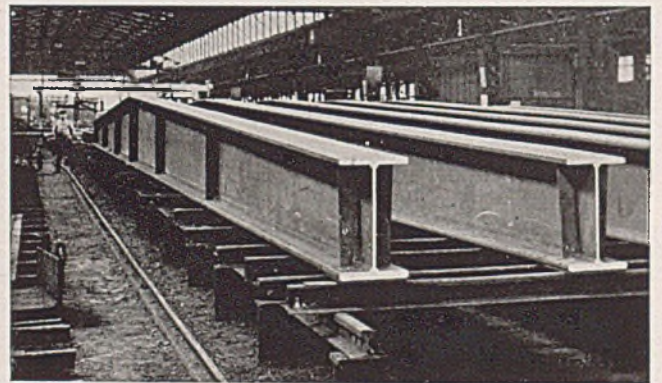


Abb. 1 b. Die Träger in der Werkstatt.

zeigt sich, daß die Stützenmomente bei den üblichen Neigungen des oberen Flansches um 15 bis 25% größer werden als bei parallelen Trägern.

Im folgenden werden die Bezeichnungen der Abb. 2a benutzt. Das Stützenmoment  $M_s = X_a$  ist gegeben durch

$$(1) \quad X_a = \frac{\int M_o M_a \cdot \frac{l_c}{I} dx}{\int M_a^2 \cdot \frac{l_c}{I} dx}$$

wobei  $M_o$  und  $M_a$  die Momente infolge der äußeren Belastung bzw.  $X_a = -1$  sind, beide am statisch bestimmten Grundsystem wir-



kend. Unbekannt ist vorläufig der Verlauf der Funktion  $\frac{I_c}{I}$ . Sie sei als gerade Linie so angenommen, daß die Ordinate über der Mittelstütze gleich dem vorhanden Wert  $\frac{I_c}{I_s}$  ist und daß weiter die Flächeninhalte unter der Kurve der vorhandenen  $I_c/l$  und unter dieser Geraden einander gleich sind. Abb. 2 zeigt den Verlauf von

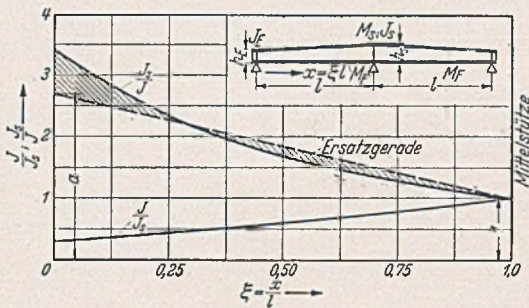


Abb. 2.

$I/I_s$  für einen Träger mit Nasenlamellen  $320 \cdot 20$  als Gurtung, für  $h_s = 700$  mm und  $h_E = 400$  mm, die daraus abgeleitete Kurve  $\frac{I}{I_s}$  sowie die zugehörige Ersatzgerade.

Bei Einführung von  $I_c = I_s$  ist die Ersatzgerade festgelegt durch die Ordinate  $r$  über dem mittleren Auflager und durch einen Wert  $a = k \cdot \frac{I_s}{I_E}$  über den Endauflagern. Durch Untersuchung einer Reihe von Kurven  $\frac{I_s}{I}$  mit verschiedenen Lamellenquerschnitten und verschiedenen Verhältnissen  $\frac{h_s}{h_E}$  wurde festgestellt, daß  $k$  in erster Linie vom Verhältnis der Trägerhöhen abhängt. Die Werte  $k$  können aus Abb. 3 entnommen werden. Es wird

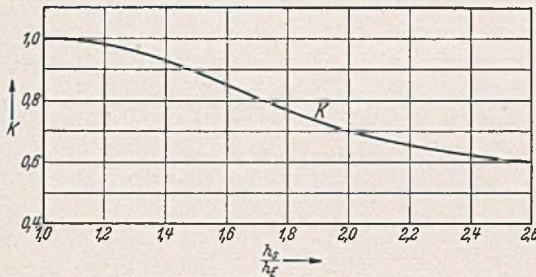


Abb. 3.

also gesetzt

$$\frac{I_s}{I} = a - (a - 1) \xi; \quad a = k \cdot \frac{I_s}{I_E}$$

Damit erhält man für das Nennerintegral der Gl. (1) (vgl. Abb. 4)

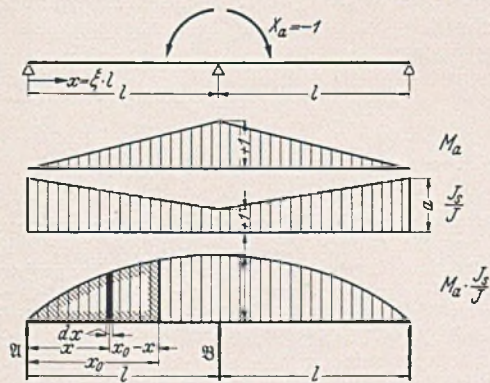


Abb. 4.

$$\mathfrak{N} = \int M_a^2 \frac{I_s}{I} dx = \frac{1}{6} (a + 3).$$

Der Zähler von Gl. (1) kann als Biegemoment des einfachen Balkens für den Lastfall  $M_a \cdot \frac{I_s}{I}$  angesehen werden. Im beliebigen Querschnitt  $x_0$  ist dieses

$$\mathfrak{M} = \frac{1}{12} [(a + 1) \xi_0 - 2a \cdot \xi_0^3 + (a - 1) \xi_0^4]$$

Die Gleichung der Einflußlinie für das linke Feld ist nun

$$(2) \quad \eta = \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{N}} = \frac{1}{2(a+3)} [(a+1) \xi_0 - 2a \cdot \xi_0^3 + (a-1) \xi_0^4]$$

Diese Gleichung wurde für verschiedene Werte  $a$  ausgewertet. Das Ergebnis ist in Abb. 5 dargestellt.

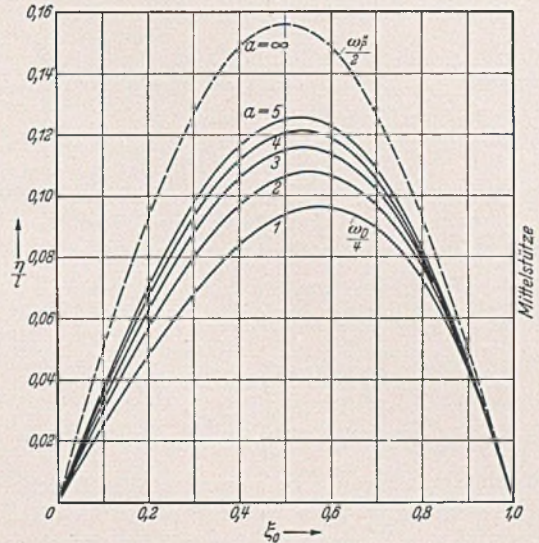


Abb. 5.

Bei Vollbelastung des Trägers mit  $p$  wird das Stützenmoment

$$(3) \quad M_s = -\frac{pl^2}{10} \frac{2a+3}{a+3}$$

Das größte Feldmoment tritt ein, wenn nur das linke Feld mit  $p$  belastet wird. Die Auflagerkraft am linken Endauflager ist dafür  $A = \frac{pl}{20} \cdot \frac{8a+27}{a+3}$ . Der Ort  $\xi_1$  des größten Feldmomentes  $M$  wird aus der Bedingung  $Q = A - p \cdot l \cdot \xi_1 = 0$  gefunden zu

$$(4) \quad \xi_1 = \frac{8a+27}{20(a+3)} = \frac{2}{5} + \frac{3}{20(a+3)}$$

und das größte Feldmoment selbst zu

$$(5) \quad \max M_F = \frac{pl^2}{2} \xi_1^2$$

Mit wachsendem  $a$  rückt der Ort des Größtmomentes gegen das Endauflager, der Betrag von  $\max M_F$  nimmt gleichzeitig ab.

Neben der Kenntnis der Momente und Querkräfte ist die der Durchbiegung wesentlich, denn die Abmessungen sind oft durch die zulässige Durchbiegung bestimmt. Dies trifft namentlich für den Fall größerer  $a$ -Werte zu.

Die Biegelinie  $\delta$  für gleichmäßige Belastung  $p$  des linken Feldes ergibt sich mit den Bezeichnungen von Abb. 6 und 7 nach dem

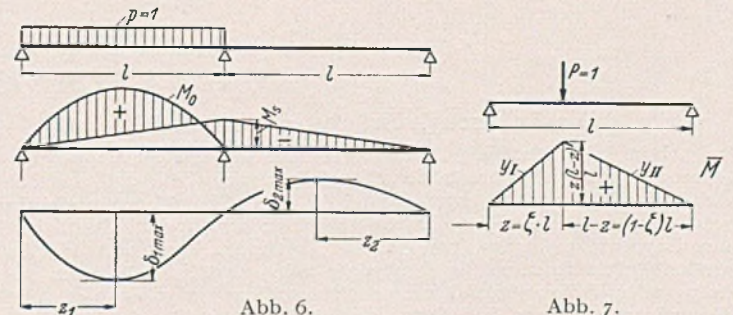


Abb. 6.

Abb. 7.

Prinzip der virtuellen Arbeit zu  $P \cdot \delta = \int \bar{M} \frac{M dx}{EI}$ .  $P$  und  $\bar{M}$  sind der in Abb. 7 dargestellten virtuellen Belastung im Punkte  $z = \xi l$  zugeordnet.

Für die Biegelinie des rechten Feldes ist

$$(6) \quad \delta_2 = \frac{M_s \cdot l^2}{12 E \cdot I_s} \zeta (1-\zeta) [(a+1) (\zeta+1) - (a-1) \zeta^2]$$

Die Biegelinie im belasteten linken Feld  $\delta_1$  wird dadurch er-

halten, daß der Kurve  $\delta_2$  nach Gl. (6) die Biegelinie  $\delta_p$  des einfachen Balkens überlagert wird, der mit  $p$  belastet ist. Die Rechnung gibt

$$(7) \quad \left\{ \begin{aligned} \delta_p &= \frac{P l^4}{120 \cdot E I_s} \cdot \zeta (1 - \zeta) [(3a + 2)(\zeta + 1) - (7a - 2)\zeta^2 \\ &+ (3a - 3)\zeta^3] \end{aligned} \right.$$

Endlich erhält man das gesuchte  $\delta_1$  aus

$$(8) \quad \delta_1 = \delta_2 + \delta_p$$

Bei Vollbelastung folgt sofort für die Durchbiegung  $\delta_3$  an beliebiger Stelle  $\xi$  des Trägers

$$(9) \quad \delta_3 = \delta_1 + \delta_2 = 2\delta_2 + \delta_p$$

Nur bei vorgegebenem Wert  $a$  lassen sich Ort und Größe der größten Durchbiegung einfach berechnen. Für  $a = 1$  seien die Werte angegeben, da sie oft gebraucht werden.

$$\max \delta_1 = + 0,009147 \cdot \frac{P l^4}{E I_s}; \quad \zeta_1 = 0,474$$

$$\max \delta_2 = - 0,004009 \cdot \frac{P l^4}{E I_s}; \quad \zeta_2 = 0,577$$

$$\max \delta_3 = + 0,005416 \cdot \frac{P l^4}{E I_s}; \quad \zeta_3 = 0,4201$$

Um den Einfluß von  $a$  zu zeigen, soll die Durchbiegung für die Stelle  $\zeta = 0,4$  berechnet werden. Die Wahl des Wertes 0,4 ist damit begründet, daß der Ort der größten Durchbiegung mit wachsendem  $a$  gegen das Endauflager wandert. Man erhält

$$(10) \quad \left\{ \begin{aligned} \delta_1(0,4) &= + \frac{P l^4}{10^3 \cdot E I_s} \cdot \frac{12,888 + 18,648a + 4,064a^2}{a + 3} \\ \delta_2(0,4) &= - \frac{P l^4}{10^3 \cdot E I_s} \cdot \frac{4,68 + 6,84a + 2,48a^2}{a + 3} \\ \delta_3(0,4) &= + \frac{P l^4}{10^3 \cdot E I_s} \cdot \frac{8,208 + 11,808a + 1,584a^2}{a + 3} \end{aligned} \right.$$

In Abb. 8 sind einige Werte von  $\delta_1$  und  $\delta_3$  nach Gl. (10) angegeben.

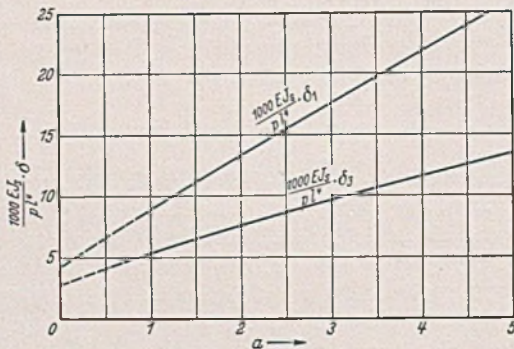


Abb. 8.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Die Triborough-Brücke in New York.

Als im Jahre 1612 einige Siedler auf der Insel Manhattan eine Niederlassung gründeten, konnten sie schwerlich voraussehen, daß sich aus diesen bescheidenen Anfängen einmal die Stadt New York entwickeln würde und daß ein ins Riesenhafte gesteigerter Verkehr diese Stadt einst ihre Lage auf mehreren Inseln schwer empfinden lassen könnte. An großen Brückenbauten, die dem gegen seine natürlichen Fesseln andrängenden Verkehr Ausfalltore schaffen sollten, hat es denn auch in dieser Stadt und ihrer Umgebung nie gefehlt. Mit dem Bau der Brooklyn-Brücke wurde ein Wettlauf zwischen Verkehr und Verkehrsweg eingeleitet, in welchem der letztere bis in unsere Zeit immer wieder ins Hintertreffen geriet. Die Ausfalltore verwandelten sich binnen kurzem in Verkehrsengpässe und die neuerliche Verstopfung ganzer Stadtteile forderte abermals Abhilfe. Der Behebung solcher Sorgen standen jedoch oftmals auch verwaltungstechnische Hindernisse entgegen, da das Gebiet von Groß-New York mehreren Verwaltungsbezirken unterstellt ist. Deshalb wurde im Jahre 1921 von den Staaten New York und New Jersey die „Port of New York Authority“ ins Leben gerufen, die ein umfangreiches Brücken- und Tunnelbauprogramm aufgestellt und zum Teil auch schon

Berechnungsbeispiel für einen dachförmigen Zweifeldbalken. Gegeben sei  $l = 15,0$  m;  $h_s = 700$  mm;  $h_E = 400$  mm;  $k = 0,8$  nach Abb. 3. Die Belastung beträgt aus Eigengewicht  $g = 2,16$  t/m und aus verteilter Nutzlast  $p = 0,47$  t/m, außerdem wirken die beweglichen Einzellasten  $P_1 = 3,34$  t und  $P_2 = 2,27$  t in 3,0 m Abstand. Es soll das Stützenmoment ermittelt werden. Der Einfluß von  $g$  und  $p$  ist durch Gl. (3) gegeben; der von  $P$  ist aus der Einflußlinie zu entnehmen.

1. Rechnungsgang:  $a = 2$  geschätzt. Dies gibt

$$M_g = - \frac{15,0^2}{10} \cdot \frac{2 \cdot 2 + 3}{2 + 3} \cdot 2,16 = - 68,0 \text{ tm}$$

$$\varphi \cdot M_p = - \frac{15,0^2}{10} \cdot \frac{2 \cdot 2 + 3}{2 + 3} \cdot 1,28 \cdot 0,47 = - 18,9 \text{ tm}$$

$$\varphi M_P = - 15,0 \cdot 1,28 (3,24 \cdot 0,1058 + 2,27 \cdot 0,0995) = - 11,1 \text{ tm}$$

$$M_s = - 98,0 \text{ tm}$$

Querschnittswahl: Nasenplatte 320 · 19 und 9 mm Stegblech. Querschnittswerte:

$$\text{Trägermitte: } W_s = 4820 \text{ cm}^3; \quad I_s = 168\,700 \text{ cm}^4$$

$$\text{Trägerende: } W_E = 2470 \text{ cm}^3; \quad I_E = 49\,400 \text{ cm}^4$$

2. Rechnungsgang. Verbessertes  $a$ -Wert:

$$a_1 = \frac{168700}{49400} \cdot 0,8 = 2,74$$

Hiermit wird die Berechnung wiederholt.

$$M_g = - \frac{15,0^2}{10} \cdot \frac{2 \cdot 2,74 + 3}{2,74 + 3} \cdot 2,16 = - 71,9 \text{ tm}$$

$$\varphi \cdot M_p = - \frac{15,0^2}{10} \cdot \frac{2 \cdot 2,74 + 3}{2,74 + 3} \cdot 1,28 \cdot 0,47 = - 20,0 \text{ tm}$$

$$\varphi \cdot M_P = - 15,0 \cdot 1,28 (3,34 \cdot 0,1115 + 2,27 \cdot 0,1050) = - 11,8 \text{ tm}$$

$$M_s = - 103,7 \text{ tm}$$

Querschnittswahl: Nasenplatte 320 · 20, sonst wie vor.

Querschnittswerte:

$$\text{Trägermitte: } W_s = 5010 \text{ cm}^3; \quad I_s = 175\,300 \text{ cm}^4$$

$$\text{Trägerende: } W_E = 2570 \text{ cm}^3; \quad I_E = 51\,400 \text{ cm}^4$$

3. Rechnungsgang. Der verbesserte Wert

$$a_2 = \frac{175300}{51400} \cdot 0,8 = 2,74$$

weicht nicht mehr von  $a_1$  ab und kann deshalb einer genauen Berechnung zugrunde gelegt werden.

Bei der Anwendung des Verfahrens liegt zunächst eine Schwierigkeit darin, den Wert  $a = k \cdot \frac{I_s}{I_E}$  richtig zu wählen, im wesentlichen also darin, den Gurtquerschnitt zutreffend zu schätzen. Es wird also eine Versuchsrechnung erforderlich; das angegebene Rechenverfahren konvergiert aber, wie das Berechnungsbeispiel zeigt, sehr schnell.

ausgeführt hat. Das größte im Rahmen dieses Programms durchgeführte Bauvorhaben war die George Washington-Brücke über den Hudson. Nunmehr nähert sich ein weiteres großes Brückenbauprojekt, das im Jahre 1937 dem Verkehr übergeben werden soll, seiner Vollendung: die Triborough-Brücke<sup>1</sup>. Dieser Brückenzug soll, wie der Name schon sagt, drei New-Yorker Stadtteile, Manhattan, Bronx und Queens, miteinander verbinden.

Das Bauwerk hat eine Gesamtlänge von 5,6 km (ohne die dazugehörenden 22,5 km Zubringerstraßen). Es enthält vier Flußkreuzungen, von denen die bedeutendste eine über den East River führende Hängebrücke von 805,7 m Gesamtlänge und 420,6 m Hauptöffnungs-Spannweite ist. Bezüglich der Tragkabel-Mittentfernung, welche 29,9 m beträgt, wird diese Brücke einzig von der George Washington-Brücke übertroffen, bei der dieses Maß 32,3 m ist.

Die Baukosten betragen insgesamt 42 000 000 \$. Damit steht die Triborough-Brücke an zweiter Stelle hinter der San Francisco-Bay-Brücke mit 75 000 000 \$ Baukosten. Reicht das Projekt in bautech-

<sup>1</sup> Engng. News Rec. (1935) S. 177, 218 und 242.

nischer Hinsicht auch nicht an die Hudsonbrücke heran, so dürfte es derselben doch in wirtschaftlicher und verkehrstechnischer Hinsicht zum mindesten gleichzusetzen sein, da durch diesen Brückenbau eine wesentliche Entlastung der dem Verkehr seit langem nicht mehr gewachsenen East River-Kreuzungen von der 57. Straße bis zur Brooklyn-Brücke herbeigeführt wird. Als Nebenergebnis kann dabei noch die Erschließung zweier weiterer East-River-Inseln, Wards Island und Randalls Island, über die der Brückenzug hinwegführt, gebucht werden.

Einen Plan des gesamten Triborough-Brückenzuges mit Brücken und Straßen zeigt Abb. 1. Der aus den Stadtteilen Manhattan, Bronx und Queens zusammenströmende Verkehr wird von je einer großzügig ausgebauten Zubringerstraße gesammelt und den Rampen zugeleitet. Die Gesamtlänge dieser Straßenbauten beträgt 22,5 km.



Abb. 1. Lageplan des Triborough-Brückenzuges.

Die Zubringerstraße in Queens hat etwa 10 km Länge. Grand Central Parkway und Astoria Boulevard, der eine in nördlichem Bogen, der andere geradeswegs von Osten herkommend, vereinigen sich in Queens am St. Michaels-Kirchhof zu einem den Erfordernissen von Durchgangs- und Stadtverkehr angepaßten Straßenbauwerk. Den Durchgangsverkehr nehmen zwei mittlere Fahrstraßen von je 12,8 m Breite auf, die zur Vermeidung von Kreuzungen tiefer verlegt und unter zahlreichen Querstraßen durchgeführt sind. Diese Schnellverkehrsstraßen werden flankiert von 12,2 m breiten Fahrstraßen in normaler Höhenlage und von 4,6 m breiten Fußgängerwegen. Die Durchgangsverkehrsstraßen erreichen an der 29. Straße wieder die normale Höhenlage und gehen hier in die Zufahrtrampe zur East River-Kreuzung über.

Die Länge der Zubringerstraße in Manhattan beträgt 2,5 km. Von Süden herkommend verläuft sie von der 92. bis zur 122. Straße neben dem Harlem River, einem Nebenarm des East River, und bildet hier nach dem Vorbilde der bekannten Hudson-Uferstraße, dem Riverside Drive, einen neuen East River Drive. Sie ist 38,1 m breit, besteht aus zwei 9,8 m breiten Fahrstraßen, einem 4,8 m breiten Fußgängerweg an der Westseite und einer weiteren Straße von 12,2 m Breite an der Flußseite. Oberhalb der 122. Straße geht sie in die sich in großem Bogen ostwärts wendende Zufahrtrampe zur East River-Brücke über.

Die Zubringerstraße in Bronx ist etwa 10 km lang. Sie wird aus bereits vorhandenen, zweckentsprechend ausgebauten Straßenzügen gebildet. Von Nordosten herkommend geht sie mit einer gesamten Fahrstraßenbreite von 18,3 m und zwei seitlichen Fußwegen von je 6,1 m Breite in den Southern Boulevard über, der zwischen der 134. und 135. Straße in einem Verkehrsverteilungsplatz endet. Hier beginnt die Zufahrtrampe zum Triborough-Brückenzug.

Die Gesamtlänge der Zufahrtrampen beträgt 4157 m, die sich auf die einzelnen Stadtteile wie folgt verteilen: 479 m in Queens, 914 m auf Wards Island, 1392 m auf Randalls Island, 1067 m in Manhattan und 305 m in Bronx.

Die Rampen bestehen durchweg aus Blechträgerüberbauten mit drei Hauptträgern, obenliegender Fahrbahn und ausgekragten Fußwegen auf Betonpfeilern (Abb. 2). Die Mittenabstände der Hauptträger sind 12,6 m. Die Spannweiten betragen 18 bis 43 m. Die Querträger sind in Abständen von 6,1 bis 7,6 m angeordnet. Das Fahrbahngerippe trägt eine 216 mm dicke Betonfahrbahn. Die Breite der beiden 4spurigen Fahrstraßen beträgt je 13,3 m zwischen den Bordkanten. Die Eisenbetonpfeiler bestehen aus drei Schäften, die am Kopfe durch einen Querriegel mit bogenförmiger unterer Leibung verbunden sind. Die Pfeilerschäfte haben achteckigen Querschnitt. Diese Form wurde im ursprünglichen Entwurf aus „ästhetischen“ Gründen gewählt, brachte aber praktisch auch eine gewisse Baustoffersparnis gegenüber dem rechteckigen Querschnitt. Die größte Pfeilerhöhe beträgt 19,8 m.

Im Originalentwurf waren für die Rampen stählerne Bogenbrücken auf granitverkleideten Pfeilern vorgesehen, auf Wards Island sollten sogar neun an die Hängebrücke anschließende Überbauten als granitverkleidete Eisenbetonbogen ausgeführt werden. Bei der zum Zwecke der Baukostenverminderung vorgenommenen Umarbeitung des Entwurfs mußten Stahl- und Betonbogen dem Blechträgerüberbau weichen; die Granitverkleidung der Betonbrücken fiel damit von selbst fort und bei den Pfeilern wurde sie gestrichen. Die Kosten für 52 400 m<sup>3</sup> Granit konnten eingespart werden. Die Fundamente auf Wards Island waren schon fertig, als die Entwürfe abgeändert wurden. Von den 17 Fundamenten konnten 13 für den neuen Entwurf verwendet werden, während die restlichen vier im Boden gelassen und das Gelände wieder geebnet wurde.

Im Zuge der Rampen liegen außer der East River-Brücke noch drei weitere Flußkreuzungen sowie eine Überbrückung von Gleisanlagen. Wir folgen bei der weiteren Beschreibung dem Verlaufe des Brückenzuges und beginnen in Queens auf Long Island (Abb. 1). Die Zufahrtrampe in Queens beginnt an der 29. Straße. Mit einer Steigung von 3,6% leitet sie zur East River-Brücke über. Sie ist durchweg in der erwähnten Art als Vollwandträger-Viadukt ausgeführt. Lediglich kurz vor dem Übergang zur Hängebrücke ist eine Abweichung vorhanden, indem hier statt des sonst überall zur Anwendung gebrachten Tragsystems des Balkens auf zwei Stützen ein über zwei Öffnungen von 30 und 43 m durchlaufender Träger angeordnet ist.

Die sich hieran anschließende East River-Kreuzung bei Hell Gate (welches seit der Sprengung der schiffahrtgefährdenden Felsen längst kein „Höllentor“ mehr ist) liegt ganz in der Nähe der bekannten Hell Gate-Eisenbahn-Bogenbrücke. Die East River-Brücke wird unten gesondert behandelt. Auf Wards Island setzen die Regel-Blechträgerüberbauten den Brückenzug fort, der nach Nordosten abbiegend sich dem Little Hell Gate zuwendet. Dieser Flußarm wird von einer Vollwandträgerbrücke mit sechs Öffnungen von je 38 m Stützweite bei 20 m lichter Durchfahrthöhe überbrückt.

Als Blechträger-Viadukt verläuft die Rampe auf dem nunmehr erreichten Randalls Island weiter bis zu einem Abzweigbauwerk, wo sie sich in zwei Zweige gabelt, von denen der eine nach Manhattan, der andere nach Bronx führt. Dieses Dreiweg-Abzweigbauwerk weicht von den üblichen Ausführungen weitgehend ab. Durch die Anlage seiner Rampen werden Kreuzungen und Linkswendungen völlig ausgeschaltet. Kompliziert wird die Linienführung noch dadurch, daß an diesem Knotenpunkt diejenigen Fahrzeuge, welche die Hängebrücke passieren, von Zolleinnahmestellen erfaßt werden sollen, andere Wege einschlagende Fahrzeuge jedoch nicht. Das Abzweigbauwerk ist eine Betonkonstruktion. Die nach dem Bronx führende Linie ist die Verlängerung des Randalls Island-Viaduktes und läuft gerade durch, erweitert sich jedoch auf 41,8 m Breite, um Platz für die Brückenzollstellen zu schaffen. Für die Abzweigung nach Manhattan sind ringförmige Rampen vorgesehen, die nach Unterfahrung der Bronx-Strecke westlich zusammenlaufen und hier an einer 59 m breiten Stelle ebenfalls Brückenzolleinnahmestellen aufnehmen.

Die Abzweigung nach Bronx verläuft hinter dem Knotenpunkt weiter als Blechträger-Viadukt bis zum Bronx-Kills der von einer Fachwerkbrücke mit drei Öffnungen überspannt wird (Abb. 3). Die Haupt-

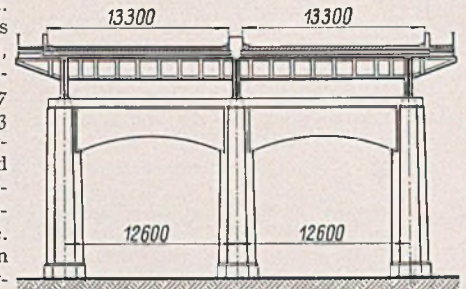


Abb. 2. Querschnitt der Viadukte.



Abb. 3. Brücke über den Bronx-Kills.  
(Links anschließend Fachwerkbrücken über die Gleisanlagen in Bronx, rechts Abzweigbauwerk auf Randalls Island.)

öffnung mit parabelförmigem Obergurt hat 106,7 m Spannweite. Beim Entwurf dieser Brücke ist die Möglichkeit der späteren Umwandlung des mittleren Überbaues in eine Hubbrücke vorgesehen worden. Mit einer nutzbaren Fahrbahnfläche von 2880 m<sup>2</sup> und einem Gewicht des beweglichen Überbaues von 2900 t dürfte diese Hubbrücke wohl die größte und schwerste ihrer Art werden.

Hinter dem Bronx Kills verlaufen Gleisanlagen mehrerer Eisenbahngesellschaften, die von vier Trapezträgerüberbauten überbrückt werden. Drei davon haben je 83 m, die vierte 52 m Stützweite.

An die Fachwerkbrücken schließt sich in Bronx wieder der übliche Blechträgerviadukt, der sich nun allmählich der normalen Straßenhöhenlage zuneigt. Die Rampe geht an der 132. Straße in ein kurzes Betonbauwerk über und mündet zwischen der 134. und 135. Straße in einen Verkehrsverteilungsplatz, an den sich die bereits erwähnte Zubringerstraße anschließt.

Die vom Abzweighauwerk westlich nach Manhattan führende Strecke verläuft auf Randalls Island weiter als Blechträger-Viadukt bis zum Harlem River, über den eine Fachwerkbrücke ähnlich der Bronx Kills-Kreuzung mit drei Öffnungen führt. Die Mittelöffnung mit 94,5 m Spannweite ist hier jedoch von vornherein als Hubbrücke ausgebildet (Abb. 4).

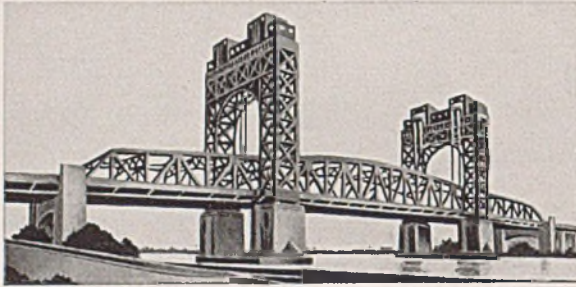


Abb. 4. Harlem River-Hubbrücke.

Die lichte Durchfahrthöhe beträgt 17 m in ungehobenem, 41 m in gehobenem Zustande. Bemerkenswert ist die Ausbildung der Hubtürme. Zwei auf massiven Pfeilern stehende Pfosten sind an den Köpfen durch Querriegel mit gebogenem Untergurt verbunden. Die als räumliche Fachwerke ausgebildeten Pfosten von 64 m Höhe haben Grundrißabmessungen von 6,7 · 6,9 m. Die Hubtürme werden gekrönt durch stählerne Maschinenhäuser. Der bewegliche Überbau hängt an 96 Drahtseilen von je 57 mm Durchmesser, die über Scheiben von 4,6 m Durchmesser auf den Turmköpfen laufen. Vier Elektromotoren von je 200 PS liefern die erforderliche Antriebskraft. Legt man die nutzbare Fahrbahnfläche zugrunde, so würde diese Hubbrücke mit ihren 1858 m<sup>2</sup> die größte bisher gebaute Brücke dieser Art sein. Sie ist jedoch nicht die schwerste, da man sich bemüht hat, das Gewicht möglichst leicht zu halten, was u. a. auch durch Anordnung einer Fahrbahndecke aus Asphaltplatten auf Stahlblech angestrebt worden ist. Hinsichtlich der Durchbildung der Hubtürme weicht die Brücke völlig von den bisher üblichen Ausführungen ab. Zu der hier gewählten Anordnung leiteten in erster Linie ästhetische Gesichtspunkte.

An die Harlem River-Kreuzung schließen sich auf Manhattan wieder Blechträgerüberbauten. Das Viadukt teilt sich hier in zwei Strecken. Der eine Zweig führt geradeaus und neigt sich der Second Avenue zu, wo er als Betonbauwerk die normale Straßenhöhe erreicht. Der andere Zweig biegt nach Süden ab, sich gleichfalls allmählich senkend und an der 122. Straße in ein Betonbauwerk übergehend, welches in den erwähnten East River Drive einmündet.

Den wichtigsten Bestandteil des ganzen Projektes bildet die East River-Kreuzung. Sie ist als versteifte Kabelhängebrücke ausgebildet. Die Pylonenfundamente und Verankerungsbauwerke waren bereits fertiggestellt, die Pylonen selbst in der Werkstatt in Bearbeitung, als nochmals eine weitgehende Umgestaltung des ganzen Entwurfes erfolgte. Von den Abänderungen wurde die Hängebrücke am schwersten betroffen. In Abb. 5 sind die Pylonen des ursprünglichen Entwurfes dargestellt. Danach waren zunächst vier Tragkabel und ebenso viele Pylonenpfosten und Versteifungsträger vorgesehen. Die Versteifungsträger waren 7,3 m hoch mit Feldweiten von 5,5 m. Die Brücke war zweigeschossig geplant mit je zwei 4spurigen Fahrbahnen von je 11 m Breite auf dem oberen und unteren Deck. Als Fahrbahnabdeckung war Granitpflaster auf Stahlblech vorgesehen. Die bereits fertiggestellten Fundamente waren der Vier-Kabel-Anordnung und den ursprünglich zugrunde gelegten Belastungen angepaßt.

Beweggrund für die Umänderung des Entwurfes war die Notwendigkeit, einige Millionen \$ Baukosten zu sparen. Der Entwurf mußte also möglichst vereinfacht werden. Den Ausgangspunkt für die Untersuchungen über die erforderliche Größe des Bauwerkes bildeten Betrachtungen über die zu erwartende Verkehrsdichte. Diese wurde am Ende eines Zeitraumes von 25 Jahren mit 54 800 Fahrzeugen je Tag oder 20 000 000 je Jahr eingesetzt. Unter Zugrundelegung einer Verkehrsdichte von 600 Fahrzeugen je Verkehrsstreifen und Stunde würden acht Verkehrsstreifen über 57 000 Fahrzeuge je 12-Stundentag bewältigen können. Hiernach war es möglich, sich auf eine eingeschossige Brücke zu beschränken. Weiter ging man davon aus, daß die Brücke ja keine größeren Verkehrsmengen bewältigen könne als die Zufahrtrampen und daß es nicht zugänglich sei, Rampenbrücken von einigermaßen erträglichen Ausmaßen für mehr als 54 800 Fahrzeuge je Tag vorzusehen. Auf Grund dieser Überlegungen wurde entschieden, daß eine zweigeschossige Brücke

nicht gerechtfertigt sei. Man entschloß sich für eine eingeschossige Brücke mit zwei 4spurigen Fahrbahnen. Der ursprüngliche Plan sah auf jedem Deck zwar ebenfalls acht Verkehrsstreifen vor, doch besaßen die einzelnen Streifen nur 2,7 m Breite, was nicht ausreichend erschien. Ihre Verbreiterung war nur möglich bei Fortlassung der beiden mittleren Pylonen-

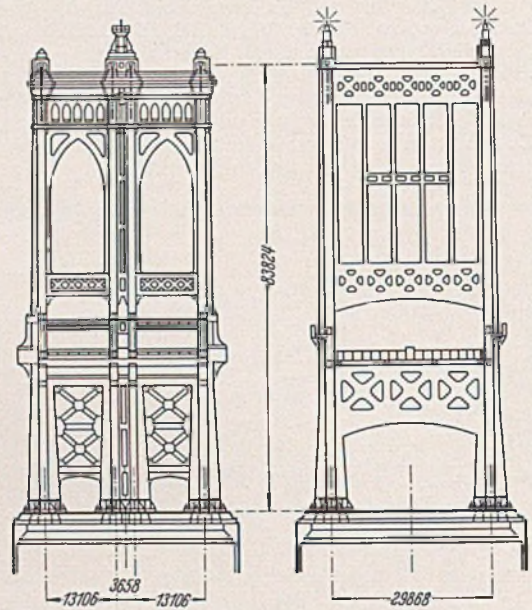


Abb. 5.

Abb. 6.

Pylonen  
nach dem alten Entwurf nach dem neuen Entwurf.

pfosten und Kabel. Wie die daraufhin angestellten Untersuchungen lehrten, war dies praktisch durchführbar und brachte gleichzeitig noch wesentliche Ersparnisse an Baukosten. Abb. 6 zeigt die Pylonen nach dem neuen Entwurf. Die Erscheinung der Türme ist danach bedeutend schlichter geworden, was nur zu ihren Gunsten gebucht werden kann. Die Höhe der Versteifungsträger konnte von 7,3 auf 6,1 m herabgesetzt werden; die Querträgerabstände wurden von 5,5 auf 8,5 m vergrößert, wodurch die Anzahl der Hängeseile und Anschlüsse geringer wurde. Die Querträgerhöhe mußte natürlich vergrößert, der Längsträgerquerschnitt ebenfalls größer werden. Statt des ursprünglich vorgesehenen Granitpflasters wurde eine Betonfahrbahn angeordnet. Durch diese Änderungen wurde es möglich, allein an der Hängebrücke rd. 2 000 000 \$ zu sparen. Obwohl die Pylonen nach dem Originalentwurf bereits in Auftrag gegeben waren, standen die Werkstattarbeiten doch noch in den ersten Anfängen, so daß nur geringe Mengen Konstruktionsteile verworfen werden mußten.

Eine Übersichtszeichnung der East River-Brücke nach dem neuen Entwurf zeigt Abb. 7. Es handelt sich um eine versteifte Kabelhängebrücke mit in allen drei Öffnungen aufgehängten Versteifungsträgern. Die Hauptöffnung hat 420,58 m Stützweite, die Seitenöffnungen 204,748 m; die Gesamtlänge beträgt 805,696 m. Die Pylonen stehen an Land, ihre Höhe beträgt von O. K. Fundament bis Mitte Kabel 83,8 m. Die Tragkabel haben 29,9 m Mittenentfernung, die Pfeilhöhe beträgt 42,1 m (rd. 1 : 10). Die über Kabelböcke umgelenkten Kabel treten unter einem Winkel von 45° in die Schwergewichtsverankerungen ein. Die Versteifungsträger, jeweils Balken auf zwei Stützen, sind als Fachwerkträger ausgebildet. Dem Entwurf wurden 29,760 t/m ständige Last und 5,950 t/m Verkehrslast zugrundegelegt. Der in den Kabeln auftretende Zug beträgt 10 297 t; in den Hängeseilen treten Zugkräfte von 45,360 t auf. Die lichte Durchfahrthöhe beträgt bei M. H. W. 46,64 m.

Die Fundamente für die Pylonen und die Verankerungsbauwerke sind auf gewachsenem Fels gegründet. Das Landwiderlager auf Wards Island enthält 45 110 m<sup>3</sup> Beton. Auf der Queens-Seite steht der Felsen in etwas größerer Tiefe an, so daß in diesem Landwiderlager 56 960 m<sup>3</sup> Beton enthalten sind. Das Gewicht dieser Betonkörper entspricht etwa dem fünffachen Zug beider Kabel.

Einzelheiten der Pylonen zeigt Abb. 8. Sie sind in der in U. S. A. üblichen Art am Fuße eingespannt, d. h. auf breiter Fläche gelagert. Die Kabelsättel ruhen unverschieblich auf den Pfostenköpfen. Die größte infolge ungleichmäßig verteilter Verkehrslast oder durch Temperatureinflüsse auftretende Ausbiegung am Pylonenkopf beträgt 35 cm. Die Pfosten haben kreuzförmigen, sich nach den Köpfen zu verjüngenden Querschnitt, der aus zellenartig zusammengesetzten Blechen und Winkeln besteht. Die Materialstärken sind fast durchweg 19 mm. Die unterhalb der Fahrbahn, oberhalb derselben und am Kopfe der Pfosten angeordneten Querriegel sind Fachwerkträger mit gekreuzten Diagonalen. Die Untergurte der beiden unteren Querriegel sind bogenförmig gehalten. Sowohl die Gurtungen als auch die Wandstäbe haben kastenförmigen Querschnitt. Zwischen dem oberen und dem mittleren Querriegel sind aus architektonischen Gründen vier senkrechte Stäbe (Blechträger von

I-Querschnitt) angeordnet, die die vertikalen Linien der Türme unterstreichen sollen. Ihre Länge beträgt 28 m. In der Mitte ist eine aus vier Winkeln bestehende Windaussteifung vorgesehen. Am Untergurt des oberen Querriegels sind die Stäbe verschieblich angeschlossen, machen also die Durchbiegungen der Pylonen nicht mit. Von den Pfosten sind

2,55 m Höhe. Sie sind in den Drittelpunkten gestoßen. Für die Querträger fand ebenfalls Siliconstahl Verwendung. Die in Abständen von 3,15 m angeordneten Längsträger sind I-Breitflanschprofile von 838 mm Höhe. Der Fahrbahntragrost besteht aus 381 mm hohen I-Profilen, die in 1,5 m Abstand verlegt sind.

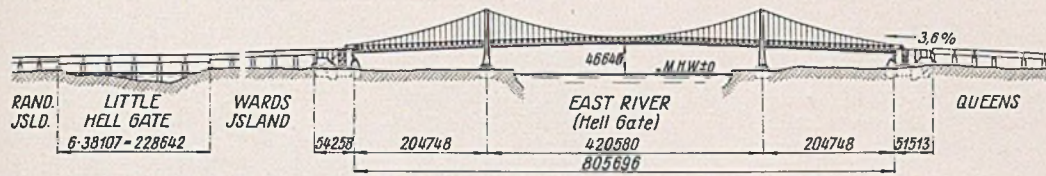


Abb. 7. Übersicht der East River-Hängebrücke mit anschließenden Rampenbrücken.

etwa in der Mitte zwischen unterem und mittlerem Querriegel Konsole mit Kastenträger-Querschnitt ausgekragt. Die in ihnen vorgesehenen Löcher von 305 mm Durchmesser nehmen die Gelenkbolzen der Versteifungsträger-Pendellager auf. In der Mitte des unteren Querriegels sind horizontale Konsolen zum gelenkigen Anschluß der Windverbände der Haupt- und Seitenöffnungen vorgesehen. Bei einer Pfostenmittenentfernung von 29,9 m und einer Höhe von U. K. Pylonenfuß bis U. K. Kabelsattel von 82,5 m beträgt das Gewicht der beiden Pylonen je 5500 t. Als Baustoff fand für die Pfosten Silicon-Stahl mit 3200 kg/cm<sup>2</sup> Mindeststreckgrenze und 5650 kg/cm<sup>2</sup> Mindestbruchgrenze Verwendung. Die Querriegel bestehen aus gewöhnlichem Flußstahl.

Die Fahrbahn bilden zwei 13,3 m breite Betonplatten von 178 mm Dicke. An den Bordkanten sind die Fahrbahnen schräg hochgeführt. In der Mitte sind sie durch ein 1,13 m breites Sicherheitsbankett aus gekupferten Stahl getrennt, an den Außenkanten sind 1 m hohe Stahlgeländer angeordnet.

Von der Montage liegen bisher nur Berichte über die Aufstellung der Hängebrückenpylonen, der Kabelböcke und das Spinnen der Kabel vor. Auch die gewählte Art der Pylonen-Montage wurde weitgehend durch die Vorgeschichte des Projektes beeinflusst. Die Montage

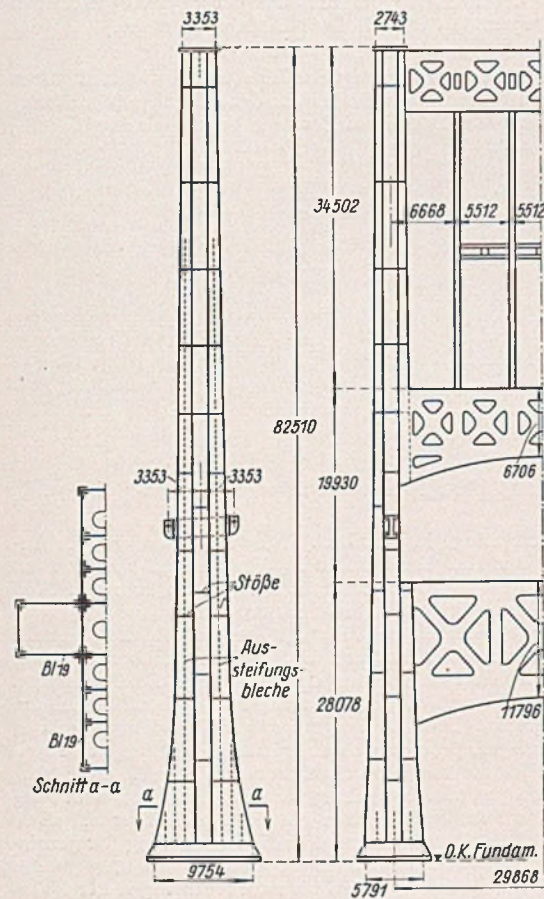


Abb. 8. Pylon.

Die Hängegurte sind Paralleldrahtkabel. Jedes Kabel besteht aus 37 Litzen von je 248 mit einem galvanischen Schutzüberzug versehenen Drähten von je 5 mm Durchmesser. Der Durchmesser der zusammengepreßten Kabel beträgt 523,9 mm, die reine Drahtquerschnittsfläche 1787 cm<sup>2</sup>. Die Kabel wurden auf der Baustelle gesponnen. Die Hängeleine hängen als Seilschleifen auf den Kabelschellen und werden unter dem Tragkabel durch ein Band zusammengehalten. Sie sind mit dem Obergurt des Versteifungsträgers in der üblichen Art durch Seilköpfe verbunden.

Die Versteifungsbalken (Abb. 9) sind Parallelträger mit Pfosten und steigenden und fallenden Diagonalen. Beide Gurtungen steigen gleichmäßig mit der Fahrbahn (3,6%) an; der mittlere Teil ist nach einer Parabel ausgerundet. Die Systemhöhe beträgt 6,1 m, die Feldweite 8,5 m. Die Versteifungsträger sind in jeder Öffnung als Balken auf zwei Stützen ausgebildet und durch Pendellager mit den auskragenden Konsolen der Pylonenpfosten verbunden. An den Obergurten 2,26 m weit auskragende Konsolen nehmen die Gehbahnen auf.

Die Querträger (Abb. 9) sind Vollwandbalken von 29,3 m Länge und

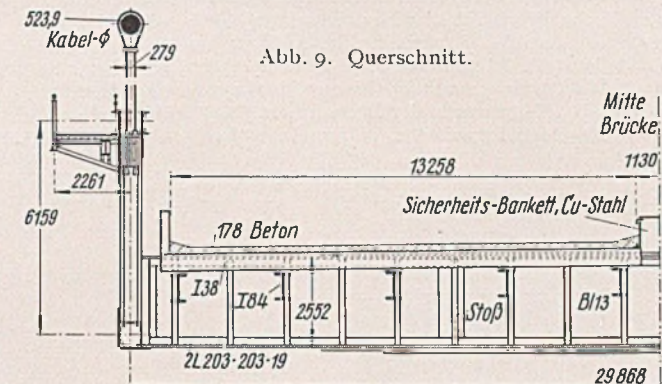


Abb. 9. Querschnitt.

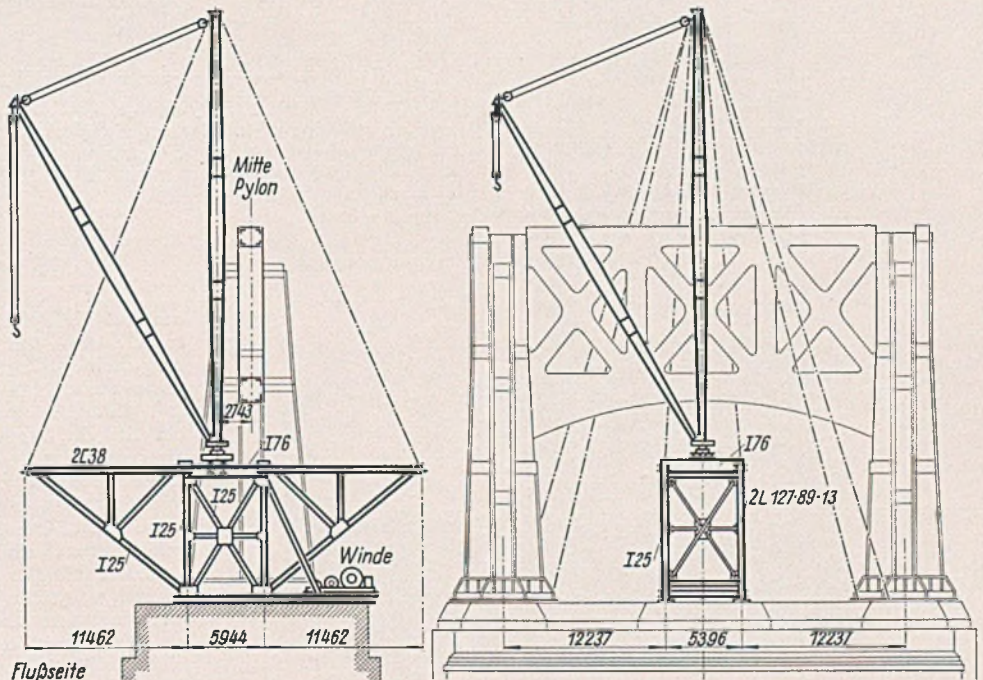


Abb. 10. Pylonen-Montage.

sollte zuerst mittels eines einzigen Derricks durchgeführt werden, den man auf den Riegeln zwischen den beiden mittleren Pfosten (Abb. 5) aufstellen wollte. Diesem Verfahren wurde jedoch die Grundlage entzogen, als der neue Entwurf auf die mittleren Pylonenpfosten verzichtete. Die Methode hatte sich aber als zweckmäßig herausgestellt, so daß man, um sie beizubehalten, statt der fortgefallenen Pfosten einen besonderen Gerüsturm vorsah, auf den der Montagederrick gestellt werden konnte.

Anordnung und Ausbildung des Gerüstturmes sind aus den Abb. 10 und 11 erkennbar. Der Turm wurde mitten zwischen die Pfosten auf das Pylonenfundament gestellt und dort vermittels der ursprünglich für die Mittelpfosten vorgesehenen Ankerbolzen befestigt. Die Grundrißabmessungen des Turmes waren 5,4 · 5,9 m. Der Montageturm wurde aus einzelnen Schüssen von rd. 12 m Höhe gebildet, die entsprechend dem Fortgange der Montage aufeinander gesetzt werden konnten.

Die Eckpfosten bestanden aus 254 mm hohen I-Profilen. Weitere Einzelheiten zeigt Abb. 10. Obwohl der Turm standfest ausgebildet und für senkrechte Lasten bis zu 165 t, für seitliche Kräfte bis zu 25 t bemessen war, wurde er am Kopfe doch sicherheitshalber durch Drahtseile

mit den Pylonenpfosten verbunden, in der höchsten Stellung durch horizontale Fachwerkträger. Auf der jeweiligen Plattform fand der Derrick Aufstellung. Die zur Brückenlängsachse senkrechten Mittelebenen von Turm und Pylon fielen jedoch nicht zusammen; die des ersteren war vielmehr um 2,7 m nach dem Flusse zu vorgerückt, so daß der Derrick genügend Spielraum neben den Querriegeln hatte. Von der Plattform kragten nach vorn und hinten je zwei Fachwerkträger aus, an deren Enden die Abspannseile des Derricks befestigt wurden. Weitere Abspannseile waren an den Pfosten festgemacht.

Die Höhe des Derrick-Standmastes betrug 32,3 m, die Länge des Auslegers 28,7 m. Der Kran wog 35 t und besaß 75 t Tragkraft. Zum Heben und Schwenken diente eine auf dem Pylonenfundament aufgestellte Dreitrommel-Dampfwinde.

Die Montage der Pylonen und Kabelböcke ging nun folgendermaßen vor sich: Vermittels eines Hilfsderricks von 15 t Tragkraft mit 26,8 m langem Ausleger wurde zuerst auf der Queens-Seite der erste 13,7 m hohe Teil des Gerüstturmes montiert und der Montagederrick darauf gesetzt. Mit Hilfe des letzteren wurden nun die Stahlgußlager auf den Pfeiler gesetzt und die Stahlkonstruktion bis zur Oberkante des untersten Querriegels hochgebracht. Unter Benutzung des Montagederricks wurde dann der Gerüstturm auf 28 m erhöht, der Ausleger am Standmast hochgezogen und dann der letztere mit Hilfe des Auslegers. Von dieser Stellung aus wurde die Pylonenmontage bis zur Oberkante des zweiten Querriegels fortgesetzt. Nun wurde der Derrick heruntergeholt und über den Fluß nach Wards Island geschafft. Während am Queens-Pylon die Niet-

ging in Queens die Montage weiter. Der Gerüstturm wurde auf 48,2 m Höhe gebracht und der Pylon bis 63,1 m über Pfeileroberkante aufgestellt. Nach einer letzten Erhöhung des Turmes auf 63,1 m wurde die

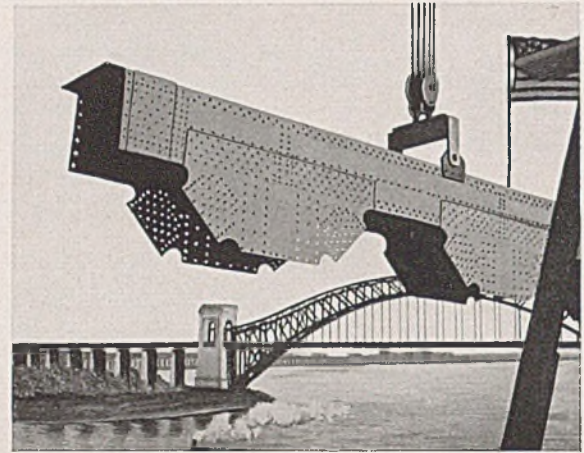


Abb. 13. Einsetzen des letzten Obergurtteiles des oberen Querriegels (Im Hintergrunde die Hell Gate-Eisenbahnbrücke.)

Montage zu Ende geführt. Abb. 11 zeigt das Einsetzen des letzten halben Obergurtes des oberen Querriegels. Während der folgenden Vernietung der oberen Hälfte wurde der Derrick wieder nach Wards Island geschafft,

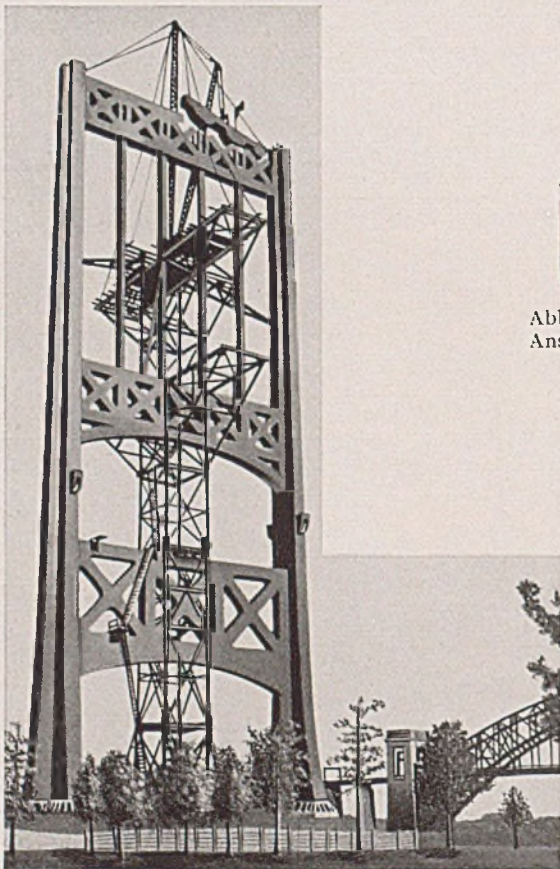


Abb. 11. Gerüstturm bei der Pylonenmontage. Einsetzen des letzten halben Querriegel-Obergurtes.

arbeiten durchgeführt wurden, ging die Aufstellung des Wards Island-Pylons in der gleichen Art und bis zur selben Höhe wie auf dem anderen Ufer vor sich. Nach Beendigung derselben wurde der Derrick wieder ans Queens-Ufer befördert. Während nun auf Wards Island genietet wurde,

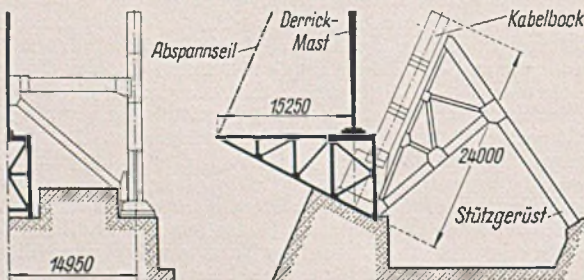


Abb. 12. Kabelbock-Montage.

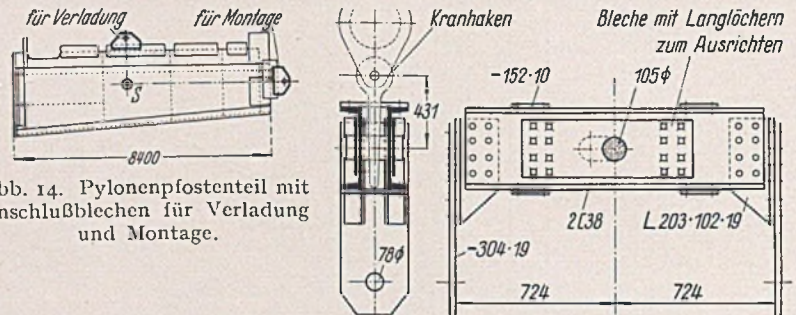


Abb. 14. Pylonenpfosten mit Anschlußblechen für Verladung und Montage.

Abb. 15. Traverse für die Pylonen-Montage.

um dort die Pylonenmontage in derselben Weise zu vollenden. Im Anschluß daran wurde der Kabelbock auf der Wards Island-Verankerung aufgestellt. Nun trat der Derrick nochmals seine Reise über den Fluß an, um auch auf Queens den Kabelbock zu montieren.

Wie Abb. 12 zeigt, fand für die Montage der Kabelböcke ebenfalls ein Teil des Gerüstturmes Verwendung. Die Kabelböcke bestehen aus zwei unter 25° geneigten Pfosten, auf deren Köpfen die Kabelsättel sitzen. Die Pfosten sind durch einen schweren Querriegel verbunden und durch Streben ausgesteift. Das schwierigste war hierbei die Aufstellung der Stahlguß-Pfostenlager, bei denen es auf genaue Höhenlage und Neigung ankam. Man brachte hier zunächst über den Ankerlöchern quadratische Platten von 305 mm Seitenlänge an, die nach genauem Ausrichten vergossen wurden. Nun wurden die Stahlgußkörper auf diese Platten gesetzt und ebenfalls vergossen. Für die Aufstellung der geneigten Pfosten mußte ein zeitweiliges Gerüst vorgesehen werden, gegen das sich die Pfosten stützen konnten, die ja bis zum Aufbringen der Kabel lediglich durch die Ankerbolzen gehalten werden.

Die beschriebene Montageart mit ihrer wechselweise auf beiden Ufern erfolgenden Aufstellung wird als recht vorteilhaft bezeichnet. Die völlige Trennung der eigentlichen Aufstellungs- und der Nietarbeiten erlaubte den Nietkolonnen wegen des Fortfallens jeder von Montagearbeiten über ihren Köpfen herrührenden Gefahr größere Freizügigkeit. Die sofortige Wiederholung derselben Arbeit am zweiten Pylon steigerte die Arbeitsgeschwindigkeit.

Auch die Benutzung eines Derricks auf einem Gerüstturm hat sich gut bewährt. Obwohl im vorliegenden Falle keine große Eile erforderlich war, wurde festgestellt, daß sich das beschriebene Verfahren gut für Schnellmontagen eignet. Die beste Tagesleistung war die Aufstellung von acht schweren Montageteilen des Wards Island-Pylons, darunter ein Pfostenstück von 24,1 m Länge, in 8 Stunden. Die 1500 t Stahl oberhalb des mittleren Querriegels wurden in 30 Tagen montiert. Das schwerste Stück war der unterste Teil eines Kabelbockpfostens, welcher 62 t wog. Die Stahlgußlager der Kabelböcke wogen 58 t. Der schwerste Pfostenenteil der Pylonen wog 50 t. Der Untergurt des untersten Querriegels wog zwar „nur“ 45 t, hatte dafür aber 29,3 m Länge. Die Untergurte sämtlicher Querriegel wurden in einem Stück montiert; die Obergurte wurden in der Mitte gestoßen, die Stoßflächen waren gefräst.

Die Bewältigung dieser schweren und sperrigen Teile wurde durch

zweckmäßige Vorrichtungen sehr erleichtert. Abb. 13 zeigt, in welcher Weise Montageteile von 15 m Länge unter Benutzung besonderer Traversen gehoben wurden. Zum Anschluß dieser Traversen wurden in der Werkstatt von vornherein Anschlußbleche an die einzelnen Montageteile angebracht und zwar derart, daß die Stücke beim Verladen in waagerechter Lage ausbalanciert waren. Für Teile, die in geneigter Lage montiert werden mußten (Diagonalen) oder die mit senkrechter Längsachse einzusetzen waren (Pfostenteile) wurden außerdem noch Anschlußbleche an denjenigen Stellen angebracht, an denen der Kranhaken angreifen mußte, um sie genau in der ihnen im Bauwerk zukommenden Lage hochzuheben (Abb. 14). Die benutzten Traversen zeigt Abb. 15. Bei unsymmetrischen Querschnitten ermöglichten die mit Langlöchern versehenen Platten eine Verschiebung des Bolzens für den Kranhaken und damit ein genaues Ausrichten.

Für die Nietarbeiten an den Pylonen waren zweistöckige Rüstungen vorgesehen, die durch die Niete hochgewunden werden konnten. Vier derartige Rüstungen umfaßten jeweils einen Pfosten. Das obere Stockwerk war ursprünglich als Schutzdach für die Niete gedacht. Nachdem jedoch durch die gewählte Montageart die Gefährdung der Arbeiter durch herunterfallende Gegenstände ausgeschaltet war, wurden auf dem unteren Stockwerk die Niete gewärmt, während oben genietet wurde.



Abb. 16. East-River-Hängebrücke nach Beendigung der Kabelspinnarbeiten.

Nachdem die Aufstellung der Pylonen und Kabelböcke beendet war, konnte am 23. April 1935 mit dem Spinnen der Kabel begonnen werden. Die Kabel wurden im Luftspinnverfahren hergestellt. Diese Arbeit wurde einschließlich des Zusammenpressens, des Umwickelns und des Anbringens der Kabelschellen bis Ende Juni erledigt. Abb. 16 zeigt die Pylonen mit den fertigen Kabeln. Bis zum 12. Juli waren die Arbeitsstege an die Tragkabel angehängt und die Laufstegkabel abgenommen. Letztere wurden zum Werk zurückgeschickt, um dort zu Hängeseilen zerschnitten und mit Seilköpfen versehen zu werden. Nachdem sie wieder zur Baustelle zurückbefördert waren, begann das Anbringen der Hängeseile im August. Über die weiteren Arbeiten soll zu gegebener Zeit berichtet werden.

W. B r u n k o w , Berlin.

### Schwingungsfestigkeit bei zusammengesetzter Beanspruchung.

In der englischen Zeitschrift „Engineering“ 140 (1935) S. 511 u. 565 berichten Gough und Pollard über Versuche, die sie an drei Stahl- bzw. Gußeisensorten zur Ermittlung der Schwingungsfestigkeit bei gleichzeitiger Biegungs- und Torsionsbeanspruchung durchgeführt haben.

Das Prinzip der verwendeten Versuchsmaschine besteht darin, daß bei Rotation einer federnd gelagerten Welle infolge exzentrisch angeordneter Gewichte Schwingungen erzeugt werden, die als Wechselmomente auf das Versuchsstück übertragen werden. Die auf den schwächsten Querschnitt des Versuchsstückes wirkende Beanspruchung kann in ein Biegungs- und Torsionsmoment zerlegt werden. Die Proben haben eine verhältnismäßig starke Einschnürung, so daß die nach der gewöhnlichen Theorie dünner Stäbe berechneten Spannungswerte nur mit gewisser Annäherung gelten. Beide Momente erreichen bei Schwingungsbelastung gleichzeitig ihre Extremwerte, es kann aber durch Drehung des Probekörpers das Verhältnis der Biegemomente  $M_B$  zu den Torsionsmomenten  $M_T$  geändert werden. Ist  $\theta$  der Winkel zwischen der Achse des Probekörpers und der Lastebene, so ist  $\text{tg } \theta = \frac{M_T}{M_B}$  (Abb. 1).

Das vorläufige Versuchsprogramm umfaßte einen weichen Stahl mit

0,1 % C, einen legierten Stahl mit 3,5 % Ni- und Cr-Beimengungen und ein sehr sprödes Gußeisen mit Si- und Al-Beimengungen. In Zahlentafel 1 sind die Festigkeitseigenschaften der Versuchsstoffe zusammengestellt.

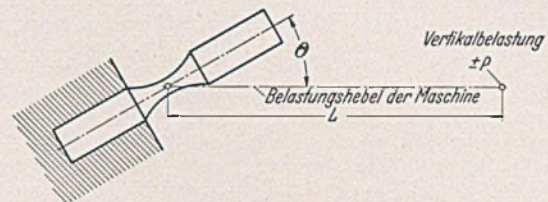


Abb. 1. Anordnung des Probekörpers in der Versuchsmaschine.

Zahlentafel 1.

	0,1 % C-Stahl	3,5 % Ni-Cr-Stahl	Gußeisen
	in t/cm <sup>2</sup>		
Proportionalitätsgrenze für Normalspannungen . . . . .	1,76	2,87	0,28
Streckgrenze für Normalspannungen . . . . .	2,61	7,75	—
Bruchfestigkeit für Normalspannungen . . . . .	4,33	9,14	2,35
Elastizitätsmaß E . . . . .	2022	2039	1227
Proportionalitätsgrenze für Schubspannungen . . . . .	1,34	3,72	0,69
Streckgrenze für Schubspannungen . . . . .	1,84	5,94	—
Bruchfestigkeit für Schubspannungen . . . . .	5,15	8,24	3,75
Schubmodul G . . . . .	805	801,5	534
Ursprungsfestigkeit (Wöhler) . . . . .	2,68	5,31	2,35
Ursprungsfestigkeit bei reiner Schubbeanspruchung (Strohmeier) . . . . .	1,52	3,56	2,03

In Abständen von je 15° ist für die Werte  $\theta = 0^\circ$  bis  $90^\circ$  die Schwingungsfestigkeit durch Dauerversuche ermittelt. In Zahlentafel 2 sind einige im schwächsten Querschnitt für die Werte der Schwingungsfestigkeit errechnete größte Biegungsspannungen  $\sigma_{\max}$  und Torsionsspannungen  $\tau_{\max}$  angegeben. Gleichfalls sind die Hauptspannungen  $\sigma_1$  und die Haupt Schubspannungen  $\tau_1$  errechnet unter Vernachlässigung der Schubspannungen infolge der Querkräfte.

Die Versuchsergebnisse werden mit den bekannten Bruchhypothesen für statische Belastung verglichen. In Abb. 2 a, b und c sind die aus den Versuchen errechneten Werte  $\tau_1/\tau_{10}$  als Funktion von  $\theta$  in Polarkoordinaten aufgetragen. Zum Vergleich sind die entsprechenden Kurven für

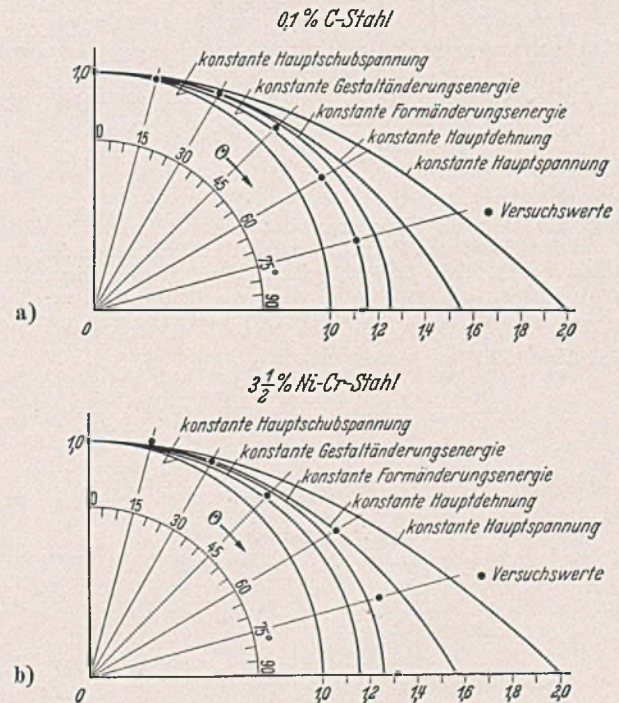


Abb. 2. Versuchswerte im Vergleich zu den Bruchhypothesen.

die statische Bruchfestigkeit nach der Hauptschubspannungshypothese, der Hauptspannungshypothese, der Hauptdehnungshypothese, der Hypothese der Energiegrenze (gesamte Formänderungsarbeit) und der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsarbeit (Schubspannungsarbeit) hinzugefügt. Die in den Ausdrücken für die Hauptdehnungshypothese





Gebäudeteil wurden aus L-Profilen gebildet, die ohne Knotenbleche zusammengeschweißt wurden.

Die Baustelle war von allen Seiten eingeschlossen, demnach schlecht zugänglich und zudem von zahlreichen Dampf- und Wasserrohren gekreuzt. Die Bauteile mußten daher abseits abgeladen und mit Schmalspurwagen zugebracht werden. Montagemasten mit elektrischen Hubwinden dienten zum Hochziehen. Die Fundamente, in die die Ankerbolzen eingelassen waren, bestanden aus Eisenbeton. Nach dem Aufstellen und Ausrichten der Stützen wurden die Fachwerkbinder der Gebäudeflügel und Deckenunterzüge des Mittelteiles eingebaut, und zwar zunächst mit Schrauben verbunden, dann verschweißt; nach Herausnahme der Schrauben wurden die Bohrlöcher wieder zugeschweißt. Gleichzeitig mit dem Stahlgerippe der Tragkonstruktion wurden die Kranbahnträger montiert und der Laufkran eingesetzt. Hierzu wurde, gewissermaßen als Belastungsprobe für die geschweißten Fachwerkbinder, das Hebezeug für den 3 t wiegenden Kran am ersten Knotenpunkt eines dieser Binder befestigt. Die beim Hochziehen beobachtete Durchbiegung von etwa 50 mm ging nach Entlastung vollkommen zurück, die Schweißnähte zeigten keinerlei Beschädigung.

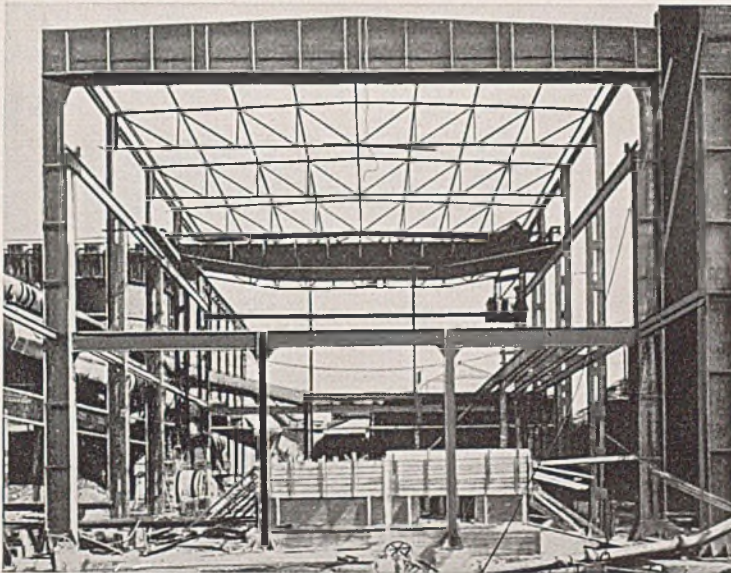


Abb. 3. Schaubild von der Montage eines Seitenflügels.

Beim Entwurf hatte man sorgfältig beachtet, Über-Kopf-Schweißen ganz und Vertikal-Schweißen nach Möglichkeit zu vermeiden. Zwei Gleichstromaggregate lieferten einen Schweißstrom von 300 A. Die verbrauchten Elektroden kosteten etwa 10 1/2 Schilling je Tonne Stahlkonstruktion (= rd. 6,50 RM/t nach jetzigem Währungsstand).

Die Vorzüge der sehr einfachen Konstruktion sind bereits erwähnt. Hinzu kam, daß Tragkonsolen für Rohrleitungen, Kabel und ähnliche Nebenkonstruktionen, deren genaue Lage während der Vorarbeiten nicht eindeutig festzulegen war, sehr einfach an die bereits stehende Hauptkonstruktion angebracht werden konnten. Solche Teile wurden für sich hergestellt, an den tragenden Bauteil angeklammert, mit Heftschweißung befestigt und dann durchgeschweißt. Die Baustellenarbeit ging ebenso glatt vor sich wie bei einer genieteten Ausführung, jedoch ohne den störenden Lärm der Nietarbeit. Gewichtsmäßig ergab sich eine Ersparung von 8 % zugunsten der geschweißten Konstruktion; auch im Arbeitsfortschritt war das Schweißverfahren nach dem Bericht ebenbürtig.

Erwähnt sei noch, daß die Ausbildung geeigneter Schweißer aus dem Kreis der eigenen Lehrlinge durch erstklassige Fachschweißer keine Schwierigkeit bereitete, wobei durch laufende Proben die Güte der Schweißungen ständig überwacht wurde. (Nach „The Structural Engineer“ 13 [1935], S. 458.)

Dr.-Ing. C. J. Hoppe, Dessau.

### Vierendeelträger für Eisenbahnbrücken.

Bei Hérenthal und Mecheln in Belgien wurden einige genietete Eisenbahnbrücken erbaut, deren Hauptträger Vierendeelträger mit parabelförmig gekrümmten Obergurten sind.

Bei Hérenthal liegen eine eingleisige und eine zweigleisige Brücke

nebeneinander, deren Mittelöffnungen in einem Winkel von 45° den Albertkanal und zwei Leinpfade überbrücken. Die Überbauten selbst von 89,54 m Stützweite sind jedoch gerade. Die Seitenöffnungen sind beiderseits Vollwandbalken von 33,20 m Stützweite (Abb. 1). Auf den Pfeilern liegen, um ihre Abmessungen einzuschränken, nur bewegliche Lager (Abb. 5). Die festen Lager liegen auf den Endwiderlagern, so daß die mittleren Überbauten zur Übertragung der Bremskräfte mit einem seitlichen Überbau drehbar gekuppelt werden mußten.

Bei Mecheln liegen eine zweigleisige Brücke von 63,5 m und eine zweigleisige Brücke von 89,54 m Stützweite hintereinander. Die letztere besitzt dieselben Hauptträger wie die Brücke von Hérenthal.

Die Fahrbahn ist ohne Rücksicht auf Gewicht möglichst steif ausgebildet. Die Längsträger sind 1 m hohe Breitflanschträger, die den Dauerbeanspruchungen besser gewachsen sind als sparsam bemessene genietete Träger. Sie sind durch einen Schlingerverband miteinander verbunden. Die Bauhöhe erlaubte bei der Brücke Hérenthal die Längsträger über die Querträger hinweg durchlaufen zu lassen, jedoch sind beide fest miteinander verbunden. Die Querträger haben eine möglichst große Höhe erhalten und sind durch ein in die Pfosten eingeführtes Eckblech eingespannt (vgl. Abb. 2).

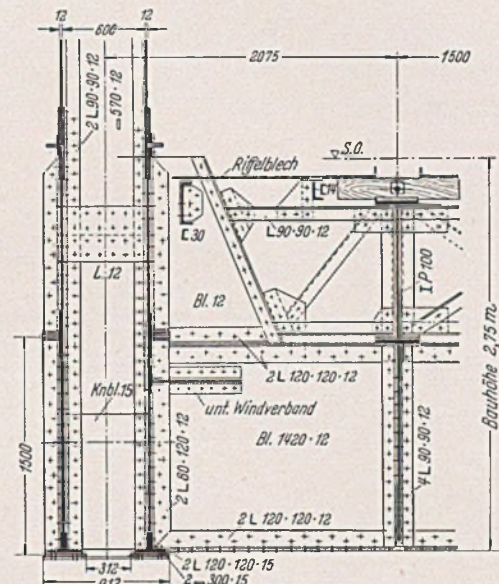


Abb. 2. Eingleisige Brücke bei Hérenthal. Fahrbahnquerschnitt.

Bei der Brücke Mecheln liegen die Längsträger zwischen den Querträgern und sind durch auf die Querträger gelegte Platten miteinander verbunden, die hauptsächlich Längskräfte übertragen sollen.

Die Vierendeelhauptträger sind Parabelträger von 11 Feldern mit einem Pfeil von ein Siebtel der Stützweite. Die Obergurte sind zwischen den Knotenpunkten gekrümmt. Pfosten und Gurte sind Kastenquerschnitte, die zur Aufnahme der Biegemomente aus I-förmigen Wangen zusammengesetzt sind, ausreichende Ausmaße für die Unterhaltung besitzen und durch Schotter und Bindebleche gut ausgesteift sind.

Da bei der ziemlich erheblichen Feldweite von 8,14 m große Biegemomente auftreten, müssen die Wangen der Gurte etwa 1,50 m hoch und die Pfosten etwa 1 m breit werden und erscheinen dadurch schwer. Ein Vergleich mit dem jetzt oft ausgeführten Langer'schen Balken drängt sich auf, bei dem über der Fahrbahn nur schmale, nur durch Normalkräfte beanspruchte Glieder erscheinen und die Wechselmomente aus Verkehrslast allein durch den unterhalb der Fahrbahn liegenden hohen Untergurt aufgenommen werden.

Bei den zweigleisigen Brücken wurden Randwinkel von 180 mm Schenkelbreite für die Gurtwangen verwendet. Die Gurtplatten auf der Oberseite des Untergurts und auf der Unterseite des Obergurts liegen ganz auf der Außenseite zwischen zwei Winkeln, um sie an den Eckblechen der Pfosten vorbeiführen zu können. Die Stege der Pfosten können deshalb von der Kopfplatte des Obergurts bis an den unteren Flansch des Untergurts durchlaufen. Die Randwinkel der Pfosten säumen die Eckbleche und laufen sich gegen die Randwinkel der Gurte tot.

Die Gurte sind in den Endfeldern zu einem großen Kasten vereinigt. Eine waagerechte Platte läuft in der Mitte durch. Die Wände sind durch mehrere senkrechte Schotte ausgesteift, die Mannlöcher erhalten haben.

Die steifen Pfosten halten bereits den Obergurt gegen seitliches Ausknicken. Der obere Verband ist deshalb ganz leicht gehalten, besteht nur aus rahmenartig ausgefachten Riegeln und bietet deshalb eine ruhige Durchsicht (Abb. 3).

Von besonderem Interesse ist der Verband unter der Fahrbahn (Abb. 4). Die Windverbandstreben liegen an Unterkante Längsträger, sind mit ihnen durch Knotenbleche verbunden und bilden einen Rhombus, dessen Ecken auf den Feldmitten der Gurte und auf den Querträgern

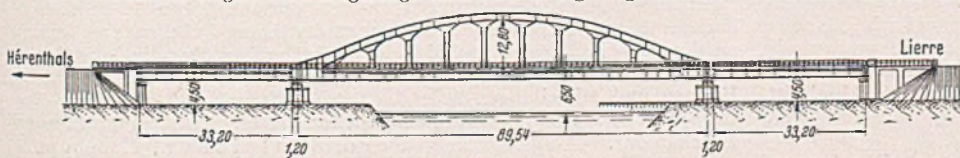


Abb. 1. Brücke bei Hérenthal. Ansicht.

mitten liegen. Zwischenstreben verbinden die äußeren Längsträger mit den vier Ecken der Felder.

Die Fahrbahnträger sind nirgends unterbrochen. Die Bremskräfte in den inneren Längsträgern gehen also durch den Schlingerverband auf die äußeren Längsträger über, die sie mit den eigenen Bremskräften durch die Hilfsstreben in den Untergurt weiterführen. Ein besonderer Bremsverband entfällt also.

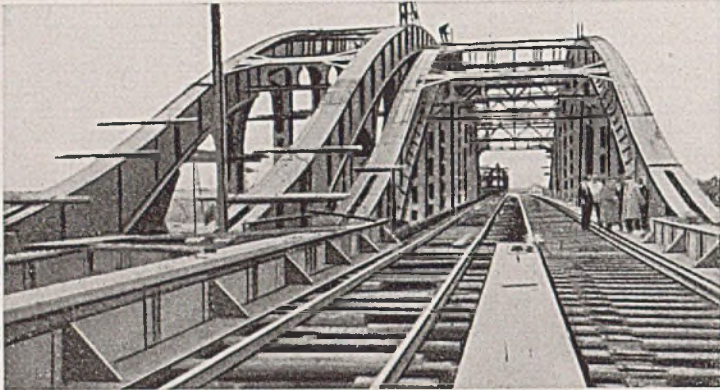


Abb. 3. Brücke bei Hérenthal.

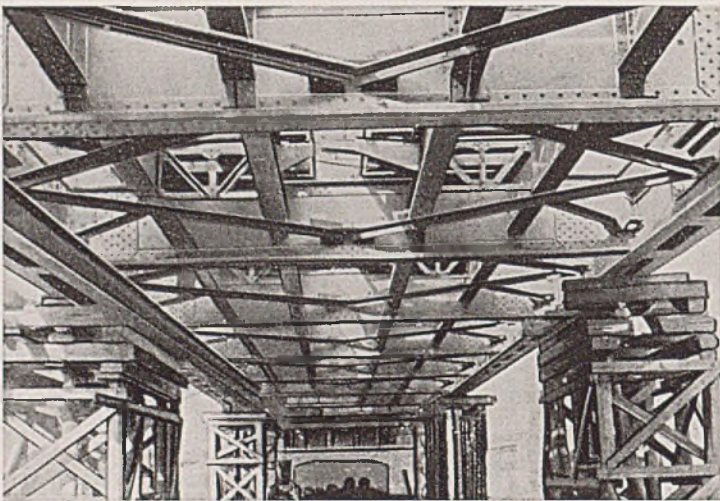


Abb. 4. Brücke bei Mecheln. Fahrbahn und unterer Verband.

Diese Anordnung wird am meisten in Frankreich und Belgien angewendet. Sie ist einfach, sehr steif und vermeidet die verwickelten Fahrbahnunterbrechungen. Bei Dehnung der Untergurte entstehen aber bedeutende Zusatzkräfte in den Längsträgern und Verbänden, deren Größe leider nicht angegeben ist.

Die festen Lager bestehen aus einem Stahlgußstück mit zylindrischer Kippfläche und einer Kipplatte mit ebener Auflagerfläche.

An den beweglichen Lagern (Abb. 5) ist die Anordnung der Führungseisen bemerkenswert, welche die Stelzen sorgfältig gegen Verdrehen

sichern. Bei großen Bewegungen werden jedoch die Führungseisen stark gespannt. Auf Querbeweglichkeit ist verzichtet.

Die 3,30 m hohen Stegbleche der vollwandigen Balken der Seitenöffnungen haben einen Längsstoß erhalten (Abb. 5) und sind durch die Eckbleche der Querträger und senkrechte Winkel in der Mitte eines jeden der zehn Felder ausgesteift. Unter jedem zweiten Querträger ist eine Querverbindung eingefügt, die die Untergurte der Hauptträger verbindet und die Windstreben an ihrem Kreuzungspunkt trägt. In Höhe der Längsträgerobergurte ist jeder der fünf Streifen, die die vier Längsträger mit den Hauptträgern bilden, ausgefacht, so daß eine durch die kurzen Streben sehr starre Scheibe entsteht, die die Seitenstöße, Wind- und Bremskräfte aufnimmt.

Die Widerlager sind in Eisenbeton ausgeführt und aufgelöst. Sie bestehen im wesentlichen aus senkrechten Säulen von rechteckigem Querschnitt unter den Lagern, die oben durch einen Riegel und die Kammermauer, unten durch eine Bodenschwelle miteinander verbunden sind, die zur Aufnahme des Erddrucks weit nach vorn ausladet. Die Dämmerde fällt in natürlichem Böschungswinkel durch den Raum zwischen den Pfeilern hindurch. Die Auflagerbank ist unter den Lagern mit Spiralen bewehrt.

Die Schienen liegen auf Holzschwellen und sind autogen geschweißt. Über den beweglichen Lagern sind Schienenauszüge eingebaut.

Die Brücken sind mit Rücksicht auf künftige Steigerung der Betriebslasten für einen Lastenzug aus Lokomotiven von fünf Achsen zu je 25 t berechnet. Die Verkehrslast ist mit Stoßzuschlag gemäß belgi-

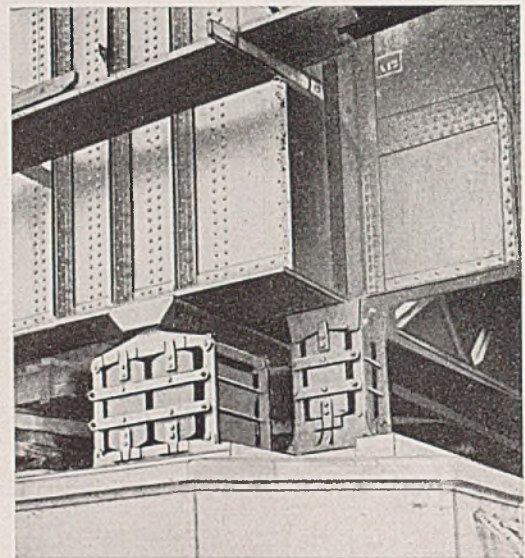


Abb. 5. Brücke bei Hérenthal, Lager auf den Pfeilern.

scher Vorschrift versehen. Die hiernach zulässige Beanspruchung von 1400 kg/cm<sup>2</sup> für Hauptkräfte ist für den Fall voller Belastung auf 1250 kg/cm<sup>2</sup> ermäßigt. Gegen dynamische Beanspruchungen verhält sich der Träger wegen der großen Steifigkeit der Pfosten und ihrer Anschlüsse eher wie ein Vollwandbalken als wie ein Fachwerkträger. Wechselnd beanspruchte Streben sind nicht vorhanden, dagegen treten Wechselbeanspruchungen in den Rahmenecken auf. (Nach Annales des Ponts et Chaussées 105 t. II [1935] S. 603.)

Dr. I h l e n b u r g, Karlsruhe.

## BUCHBESPRECHUNGEN.

Schaechterle, K.: Pfeiler und Widerlager von Brücken. Mit 347 Textabb. Berlin: W. Ernst u. S. 1935. VIII/207 S. 17 × 24,5 cm. Preis geh. RM 14,—; geb. RM 15,80.

Das Buch erschien als Band VI des von Geh. Baurat Dr.-Ing. G. Schaper herausgegebenen Sammelwerkes „Das Bauen in Stahl“, II. Teil: Stählerne Brücken.

Der Verfasser stellt zunächst die Entwurfsgrundlagen zusammen, die vor Aufstellung des Entwurfes klargelegt sein müssen. Hier wird besonders der Einfluß der Lichtweiten und der Bauhöhen betrachtet. Interessant ist ein Beispiel vom Bau der Reichsautobahnen, das zeigt, daß in vielen Fällen die niedrigsten Gesamtkosten bei der kleinsten Bauhöhe eintreten, trotzdem der Überbau dafür erheblich teurer ist als etwa für andere Anordnungen mit größerer Bauhöhe. Sodann werden die Baugrundverhältnisse und die verschiedenen Gründungsarten, sowie die auf die Unterbauten wirkenden Kräfte besprochen. In dem Abschnitt über den Baugrund, dessen Tragfähigkeit und zulässige Belastung sind die neuesten Erkenntnisse berücksichtigt.

Die aus den statischen Bedingungen und den Eigenschaften der ver-

wendeten Baustoffe folgenden Grundformen der Pfeiler und Widerlager werden auch für die selten vorkommenden Sonderformen an einer großen Reihe von ausgezeichneten Abbildungen erläutert. Den Schluß der allgemeinen Ausführungen bildet die Besprechung des Schutzes der Pfeiler und Widerlager gegen äußere Einflüsse.

Ziemlich genau die Hälfte des Buches bezieht sich auf praktische Bauausführungen. Hier werden Beispiele für Kleinbrücken und Durchlässe, für Unterpflastertunnel, Bauwerke für die Gleisüberschneidungen der Eisenbahnen, Kreuzungsbauwerke zur Überführung von Straßen, Straßenunterführungen unter Eisenbahngleisen, Brücken über Bahnanlagen, Hochbrücken, Balken- und Bogenbrücken über Wasserläufe und schließlich die Unterbauten der Hängebrücken ausführlich wiedergegeben. Dieser Abschnitt, der auch Angaben über die Grundlagen der statischen Berechnung, Kostenvergleiche für verschiedene mögliche Formen und Mitteilungen über die Bauausführung enthält, stellt eine wertvolle Übersicht über die neuzeitlichen Unterbauten von stählernen Brücken dar.

Ferd. Schleicher, Hannover.

Stahlbau-Kalender 1936. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbauverband Berlin, bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. G. U n o l d, Chemnitz. Mit 1350 Textabb. Berlin; W. Ernst u. Sohn 1936. VIII, 493 S. 12 x 16,5 cm. Preis in Leinen geb. RM 4,50.

Die neue Ausgabe weist gegenüber dem Stahlbau-Kalender 1935<sup>1</sup>, der trotz Nachdruckes bald vergriffen war, eine große Zahl von Verbesserungen und Ergänzungen auf, von denen in erster Linie ein rd. 100 Seiten umfassender neuer Abschnitt über B r ü c k e n b a u (Vollwand- und Fachwerkbalkenbrücken) zu nennen ist. Die BE-Vorschriften der Deutschen Reichsbahn sind ausführlich besprochen bzw. in umfangreichem Auszug wiedergegeben. Auch die Vorschriften für geschweißte Vollwandbrücken der Deutschen Reichsbahn sind bereits berücksichtigt.

Für die nächsten Ausgaben des Kalenders wäre wohl wünschenswert, daß auch die Grundzüge für die bauliche Dichtung stählerner Eisenbahnbrücken (GE) der Deutschen Reichsbahn in stärkerem Umfang berücksichtigt würden, wobei auch besonders auf die Unterschiede in den baulichen Einzelheiten von Brückenbau und Hochbau (Nietabstände usw.) hinzuweisen wäre.

Für die Walzprofile wäre zu wünschen, daß ausschließlich streng normgemäße Bezeichnungen verwendet würden, für - [ Stähle (S. 256 u. f.) wie für Winkel (S. 369 u. f.), wenn auch manche Kreise noch an den alt hergebrachten Bezeichnungen hängen mögen. Von der Anwendung des  $\omega$ -Verfahrens für die Berechnung der Längssteifen von Stegblechen in Vollwandbalken (S. 380) ist abzuraten, da man für so längere Platten, bei denen mehrere Beulen eintreten, zu unzutreffenden Ergebnissen kommt.

Diese Wünsche bedeuten keine Beeinträchtigung des Wertes des neuen Kalenders. Diesem wird ein gleicher Erfolg beschieden sein, wie seinem Vorgänger. Er wird allen mit Stahlbauten befaßten Ingenieuren und auch in der Hand unserer Studenten nützlich sein.

F. S c h l e i c h e r, Hannover.

Deutscher Baukalender 1936. Herausgegeben von der Deutschen Bauzeitung, Berlin. 64. Jahrg. I. Teil X/116 S., II. Teil VI/410 S., III. Teil VI/258 S., Beilage 13 S. und Wochenkalender. 10,2 x 16,3 cm. Preis (Teil I und Beilage geb., Teil II und III geh.) RM 5,60.

Wenn auch der vorliegende 64. Jahrgang des Deutschen Baukalenders dem Architekten zweifellos wertvolle Dienste zu leisten vermag, so ist es ihm doch nicht ganz gelungen, die Gefahrenklippe aller dertartiger Taschenbücher zu vermeiden, d. h. Dinge zu bringen, die über die Aufgabe eines Taschenbuches hinausgehen und in ein Lehrbuch gehören. Dieser Vorwurf bezieht sich hauptsächlich auf die Kapitel Statik, Mechanik und Festigkeitslehre des III. Teiles, die für den Geübten zum großen Teil überflüssig sind, dem Ungeübten aber trotz der zahlreichen Übungsbeispiele wohl kaum die beabsichtigte Hilfe geben können. Auch über den Nutzen der hier notwendigerweise stark gedrängten Angaben über die Berechnung von Stahlhochbauten und Eisenbetonbauten oder über die Ausbildung freitragender Holzbauten lassen sich im vorliegenden Fall starke Zweifel nicht unterdrücken. Der hier einzuspärende Raum wäre besser anderen Abschnitten zugute gekommen, so z. B. den Zimmerarbeiten (Dachstühle! Fachwerke!) oder den Dichtungsarbeiten. Den wichtigen Fragen der Baustoffe und ihrer stoffgerechten Verarbeitung wäre bei den folgenden Auflagen eine größere Aufmerksamkeit zu wünschen (Beispiele: Bitumen und Asphalt, Holz und Holzzeugnisse, wie etwa Sperrholz, Leichtbauplatten und ähnliches, Mörtel und Beton). So sind z. B. bei den Bindemitteln und Zuschlagstoffen, deren Behandlung an drei verschiedenen Stellen eine Zersplitterung bedeutet, die wesentlichen Gesichtspunkte nicht mit der erforderlichen Klarheit herausgearbeitet. Ferner wäre es zweckmäßig, wenn das Kapitel „Allgemeine Grundlagen f. d. technische Bearbeitung“ noch stärker durch Skizzen und durch Literaturhinweise unterstützt werden würde.

Trotz dieser Kritik an einzelnen Teilen kann der „Baukalender“ als Ganzes dem Architekten durchaus empfohlen werden.

Prof. H. S i m o n s, Hannover.

Walther, A.: Kalkulation und Rechnungswesen des Baugeschäftes. Verfaßt im Auftrag der Betriebswissenschaftlichen Kommission des Schweiz. Baumeisterverbandes und unter Mitwirkung des Betriebswissenschaftl. Institutes an der Eidg. Techn. Hochschule. Zürich; A. G. Verlag Hoch- u. Tiefbau 1936. 70 S. mit 7 Anlagen. 15 x 22 cm. Preis RM 2.—.

Die vorliegende Schrift, die im Auftrag der Betriebswissenschaftlichen Kommission des Schweizerischen Baumeister-Verbandes und unter Mitwirkung des Betriebswissenschaftlichen Institutes der Eidgen. Techn. Hochschule verfaßt ist, will zur Bekämpfung der Auswüchse Submissionswesens beitragen, indem sie die Einheitlichkeit der Buchführung und der Kalkulation im (schweizerischen) Bauwesen herbeiführen hilft. Im Gegensatz zu der bekannten ähnlichen Schrift des früheren Reichsverbandes des Ingenieurbaues („Selbstkostenermittlung für Bauarbeiten“) behandelt der Verfasser in der Hauptsache die Buchhaltung des Baugeschäftes und die Einteilung der Konten, mit dem Ziel der Gewinnung zuverlässiger Kalkulationsunterlagen und mit der ausgesprochenen Absicht, durch einheitlich geführte Buchhaltungen die

geforderten Preise vor der Öffentlichkeit vertreten zu können. Dagegen nimmt der Aufbau der Kosten und der Kalkulation in der schweizerischen Arbeit nur einen geringen Raum ein, während die genannte deutsche Schrift gerade darauf den Hauptwert legt und damit der Praxis wohl mehr dient. Auch dürfte die vom Verfasser vorgeschlagene Konten-Einteilung und Organisation der Buchhaltung und der Statistik etwas zu weitgehend und dadurch zu schwerfällig sein. Dessen ungeachtet ist die Schrift als ein weiteres Mittel im allgemeinen Kampf um den gerechten Preis im Baugewerbe zu begrüßen. Sie wird auch in Deutschland allen, die sich mit diesen Fragen beschäftigen, eine Anregung geben können.

Prof. H. S i m o n s, Hannover.

Schramm, Jul.: Über das Kunstschmiedehandwerk. Mit zahlr. Abb. Berlin: A. Metzner Verlag 1935. 56 S. 17 x 24 cm. Preis RM 3,90.

Das Buch hat einen besonderen Wert darum, weil in ihm ein Handwerksmeister, der selbst noch mit Hammer und Zange am Ambos steht, das Wort ergreift, um das Wesen seiner Kunst darzulegen. Nachdem er geschildert hat, worauf der Niedergang des Kunsthandwerks zurückzuführen ist, beschreibt er Stoff und Technik seines Handwerkes in sehr anschaulicher Weise. Ihm gilt als Kunstschmiedearbeit nur das, was aus dem Schmieden allein mit dem Hammer und den Werkzeugen, die der Schmied sich selbst anfertigt, hervorgeht. Ausschmieden des Eisens, Lochen, Abspalten und Schweißen des glühenden Stoffes sind die Grund-Techniken des Kunstschmiedes, die er erlernen und zur höchsten Vollendung bringen muß. Nur Formen, die aus dieser Technik hervorgebracht werden, können als Kunstschmiedearbeiten angesehen werden. Anhand von zahlreichen Beispielen von Gittern, Kreuzen und Geräten, wird das technische Verfahren und die Form, die es ermöglicht, sehr anschaulich dargestellt und erläutert. Die meisten Beispiele sind aus der Werkstatt Meister S c h r a m m s hervorgegangen; besonders lehrreich sind die Stücke, die als Übungsmuster zur Erläuterung des technischen Verfahrens angefertigt worden sind. Meister Schramm legt den größten Wert darauf, — und mit Recht — daß bei dem Entwurf von geschmiedeten Gegenständen der entwerfende Architekt mit dem Kunstschmied zusammenarbeitet, wenn eine Werkzeichnung entstehen soll, die den handwerkstechnischen Bedingungen Rechnung trägt. Die Schönheit einer Schmiedearbeit liegt in dem Reiz der Arbeit, die ihre Formen aus dem Eisen durch die Kunst des Schmiedens gewinnt. Das Buch ist doppelt wertvoll durch die hohe ethische Berufsauffassung, die die Grundlage jeder Leistung ist. Seine Lektüre muß zum Studium alter deutscher Schmiedearbeit führen, wenn der Leser es recht verstehen und sein Wissen um eine der schönsten und ursprünglichsten deutschen Handwerkskünste fruchtbar gestalten will.

K a n o l d.

Hovey, O. E.: Steel Dams. American Institute of Steel Construction. New York 1935. 122 S. 16 x 23,5 cm.

Der Verfasser hat mit dem vorliegenden Buch eine erste zusammenfassende Darstellung der Verwendung des Stahles im Talsperrenbau unter Ausschluß der beweglichen Wehre gegeben und damit eine gewisse Lücke in der heutigen Talsperrenliteratur ausgefüllt.

Nach einem einleitenden Überblick über Stahldämme werden zunächst die Grundlagen der Berechnung unter besonderer Berücksichtigung der tragenden Haut behandelt. Weiterhin werden eine Reihe älterer und neuerer Stahldämme eingehend beschrieben, und zwar unter besonderer Hervorhebung der konstruktiven Durchbildung und des Verhaltens gegenüber den Angriffen von Wasser, Frost usw. Aus den Darlegungen von Hovey ergibt sich, daß die Stahldämme über eine Zeitspanne bis zu fast 40 Jahren die an ihren Bestand geknüpften Erwartungen bei weitem übertroffen haben, so daß bei den heutigen unvergleichlich besseren technischen Möglichkeiten Vorurteile irgendwelcher Art bezüglich einer Verwendung des Stahles im Talsperrenbau nicht mehr am Platze sind.

Die weiteren Abschnitte beschäftigen sich mit der Verwendung des Stahles als Dichtungskern oder als wasserseitige Dichtungsdecke in Erd- und Steindämmen sowie mit der Verwendung des Stahles in der Form der Spundwand.

Das Buch bietet nicht nur für den Talsperrenbau, sondern auch für den Wasser- und Eisenwasserbau wertvolle Anregungen und kann daher den einschlägigen Fachkreisen zum Studium sehr empfohlen werden.

F. T ö l k e, Karlsruhe.

Datsch-Merkblätter: Elektrische Schweißung. Erläuterungen zu den Tafeln Es 1—12. Unter Mitarbeit zahlreicher Fachleute, maßgebender Körperschaften und mit Unterstützung des Reichskuratoriums für Wirtschaftlichkeit bearbeitet vom Deutschen Ausschuß für technisches Schulwesen (Datsch) E. V. Mit halbseitigen Wiedergaben der 12 Tafeln und 5 Textabb. 4. umgearbeitete Auflage. Berlin: B. G. Teubner 1935. 34 S. DIN A 5. Preis kart. RM 1.—.

Das Heft gibt ausführliche Erläuterungen zu den neuen Lehrtafeln des Datsch, insbesondere über Schweißvorgang, Schweißmaschinen, Schweißumformer, Schweißspanner, Vorbereitung der Werkstücke, Gußeisenschweißung.

Das neu bearbeitete Merkblatt spiegelt die große Entwicklung der elektrischen Widerstands- und Lichtbogenschweißung in den letzten Jahren wieder. Es wird sich für die Heranbildung von geeignetem Nachwuchs als nützlich erwiesen.

Ferd. S c h l e i c h e r, Hannover.

<sup>1</sup> Vgl. die Besprechung Bauing. 16 (1935) S. 85.

**Asphalt im Baugewerbe.** Herausgegeben von der Beratungsstelle für Verwendung von Naturasphalt im Straßenbau und Baugewerbe E. V., Braunschweig. Mit 48 Textabb. Braunschweig 1936 98 S. A 5. Kostenlos erhältlich.

Das Buch gibt eine gute Darstellung über die Baustoffe „Asphalt“ und „Bitumen“ und über die Ausführung von Abdichtungen, Asphalt-estrichen u. dgl. im Hochbau. Zahlreiche klare Skizzen unterstützen den Text. Das beigegebene Muster für Kostenanschläge über Asphaltarbeiten ist geeignet, die Bemühungen um gerechte Preisbildung zu unterstützen. Dem Buch, das von der „Beratungsstelle“ kostenlos abgegeben wird, ist weite Verbreitung zu wünschen, um die Ausführung sachgemäßer Abdichtungen im Hochbau zu fördern.

H. Simons, Hannover.

**Altstadtsanierung.** 15. Folge der Schriftenreihe „Vom wirtschaftlichen Bauen“. Herausgegeben von R. Stegeman unter Mitarbeit von Jobst, Kassel; Köster, Hamburg; Niemeyer, Frankfurt; Schmidt, Altona im Auftrag d. deutschen Akademie für Bauforschung. Dresden, Laube Druck G. m. b. H. 1935. 72 S. 8°. Preis RM 2,20.

Zu den großen Bauaufgaben der nächsten Zeit gehört die Bereinigung der alten Siedlungsgebilde von Schäden, die Mißbrauch, Vernachlässigung oder Übervölkerung hervorgerufen haben. Diese Arbeit erfordert eine starke und doch behutsame Hand, damit bei der Säuberung nicht wertvolle und erhaltungswerte Teile mit zerstört werden. Sind doch die alten deutschen Städte das wunderbarste Zeugnis sozialer Gemeinschaft. Hand in Hand mit der Bereinigung gehen die Fragen der Anpassung der aus anderen Verhältnissen entstandenen Reststücke an die verkehrstechnischen und wirtschaftlichen Gegenwartsbedürfnisse.

Die Sorge um den Wohnungersatz in gesünderen Außengebieten begleitet jede Sanierungsarbeit und erweitert damit deren Aufgabenkreis.

Besonders erschwert wird die Arbeit durch bestehende und nach derzeitigem Recht nicht ohne weiteres abzulösende Bindungen rechtlicher und finanzieller Art. Den etwaigen Widerstand des Eigentümers gegen einen im Interesse der Allgemeinheit liegenden Eingriff in seine Rechte wird man nur brechen können durch gesetzliche Ermächtigung, für die eine neue und mit dem Schutz des Privateigentums in Einklang stehende Rechtsform zu schaffen ist. Auf die Vorbereitung eines solchen Sanierungsgesetzes richten sich seit einigen Jahren die Bestrebungen besonders der Großstadtvertreter, die ja in ihren Gemeinden den Widerspruch zwischen den alten Formen und den neuen Lebensbedingungen am stärksten verspüren. Es ist daher zu begrüßen, daß eine Zusammenstellung der bisher geleisteten Vorarbeiten für ein städtebauliches **Gesundungsgesetz von Altstadtvierteln** veröffentlicht wird. Besonderes Verdienst hat sich dabei Stadtrat Niemeyer in Frankfurt a. M. erworben, der vor allem die Folgen des gesteigerten motorisierten Verkehrs studiert hat, während Stadtbaurat Jobst in Kassel, Baudirektor Köster in Hamburg und Stadtbaurat Schmidt in Altona Beiträge aus der Sanierungsarbeit der ihnen anvertrauten Städte lieferten. Zusammengefaßt werden die Veröffentlichungen durch den Präsident der Akademie für Bauforschung Rudolf Stegeman in Leipzig. Da das Arbeitsministerium die Verkündung eines Sanierungsgesetzes schon in nächster Zeit in Aussicht gestellt hat und dann die Arbeit an vielen Orten schlagartig einsetzen wird, verdient die Veröffentlichung nicht nur das Interesse aller Städtebauer, sondern auch derer, die an der Gestaltung neuer Rechtsformen und an der Erschließung neuer Arbeitsmöglichkeiten beteiligt sind.

Professor Dr.-Ing. Vetterlein, Hannover.

## PATENTBERICHTE.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 12 vom 19. März 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/30. D 69 105. Robert Dütsch, Gelsenkirchen. Z-förmiger Kappschuh. 8. XI. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 9/30. D 69 106. Robert Dütsch, Gelsenkirchen. Kappschuh. 8. XI. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. H 143 007. Hammerwerk Schulte m. b. H. & Co. Komm.-Ges., Plettenberg i. W. Vorrichtung zum Setzen und Rauben von zweiteiligen eisernen Grubenstempeln. 6. III. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. T 44 700. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, und Bochumer Eisenhütte Hintzmann & Co. G. m. b. H., Bochum. Vorrichtung zum Setzen von zweiteiligen eisernen Grubenstempeln; Zus. z. Pat. 572 887. 6. XII. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 15. P 68 426. Franz Paulus, Aachen. Schienenstoßverbindung mit Laschen doppel-T-förmigen Querschnitts. 31. X. 33.
- Kl. 20 f, Gr. 44. K 138 895. Knorr-Bremse Akt.-Ges., Berlin-Lichtenberg. Elektromagnetische Schienenbremse. 7. VIII. 35.
- Kl. 20 k, Gr. 9/02. N 38 278. Heinrich Nibler, München. Kettenfahrlaufleitung ohne Seitenhalterrohr. 18. VI. 35.
- Kl. 35 b, Gr. 1/21. D 70 914. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Fahrbahnübergang; Zus. z. Pat. 572 017. 15. VIII. 35.
- Kl. 37 a, Gr. 3. G 89 042. R. Gangloff & Sohn Adolf Gangloff, Bremen. Putzdecke mit quer zu den Balken gespanntem Drahtgewebe. 26. X. 34.
- Kl. 37 a, Gr. 7/01. L 87 056. Franz Heinrich Lehnert, Dresden. Abdichtung für Ingenieurbauwerke; Zus. z. Pat. 614 281. 30. XI. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 1/13. F 79 105. Eugène Freyssinet, Neuilly-sur-Seine, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Beschleunigen des Abbindens und Erhärtens von Mörtel und Beton. 28. III. 35. Frankreich 15. I. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 128. M 125 173. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona. Als Raupenschlepper ausgebildetes Einebnungsgerät mit einem Brustschild. 4. X. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 136 889. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Verbindungsglied für eiserne Spundwandteile. 14. II. 35.
- Kl. 84 c, Gr. 4. A 76 879. Paolo Alberti, Mailand, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Ziegler, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Einrichtung zum Eintreiben hohler, bzw. rohrförmiger Körper in den Erdboden. 23. VIII. 35.
- Kl. 19 c, Gr. 11/50. W 95 385. Georg Wieland, Berlin-Lichterfelde. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Raumfugen, insbesondere in Betonstraßendecken. 16. XI. 34.
- Kl. 20 h, Gr. 4. St 53 629. Gustav Strunk, Essen-Bredency. Selbsttätig regelbare Gleisbremse. 24. VI. 35.
- Kl. 20 h, Gr. 4. V 31 086. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke, G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Ein- oder zweiseitige gewichtsabhängige Gleisbremse. 31. VIII. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 2. V 31 416. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Sperreinrichtung für Winden, Stellhebel u. dgl., im besonderen für Eisenbahnsicherungseinrichtungen. 21. XII. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 2/01. E 44 396. Johannes Brynjulvsen Een, Oslo; Vertr.: F. Meffert, Dr. L. Sell u. Dr.-Ing. E. Schlumberger, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Bewehrte Holzbauplatte aus flach aneinandergereihten Brettern oder ähnlichen Holzteilen zur Herstellung von Wänden, Böden, Türen, Schalungen und Möbeln. 20. VI. 33. Norwegen 23. VI. u. 8. XI. 32.
- Kl. 37 b, Gr. 4/01. M 121 652. Johann Müllers, Köln-Nippes. Bewehrungsgerippe für Eisenbetonbauten, insbesondere Eisenbetonwände. 5. XI. 32.
- Kl. 37 b, Gr. 4/01. W 94 334. Anton Wagenbach, Wuppertal-Elberfeld. Stoßverbindung für verwundene Betonbewehrungsseisen. 25. V. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 5/03. P 69 616. G. Polysius Akt.-Ges., Dessau. Erdanker mit einer sich nach oben verbreiternden Schraubengewindelfläche. 25. VI. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 5. L 84 392. Dipl.-Ing. Karl Ludwig, Hamburg. Schornstein oder Abgasrohr aus keramischem Werkstoff mit einer luftdichten, metallischen Wandungseinlage. 1. IX. 33.
- Kl. 42 a, Gr. 12. Z 22 440. Fritz Ziel, Leipzig. Ellipsenzirkel. 26. IV. 35.
- Kl. 72 g, Gr. 7/01. R 89 575. Heinrich Rink, Wuppertal-Unterbarmen. Deckenstützkonstruktion mit eisernen Säulen und Unterzügen in Luftschutzräumen. 2. I. 34.
- Kl. 81 e, Gr. 122. K 139 539. Fritz Kruse, Berlin-Steglitz. Verschiebeeinrichtung für Pfahlkräne, Baugerüste, Arbeitsplattformen o. dgl. 30. IV. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 143. C 47 818. Servan Georges Cantacuzène, Paris; Vertr.: M. Kuhlemann u. Dr.-Ing. W. Stuhlmann, Pat.-Anwälte, Bochum. Schwimmdecke für leichtflüchtige Flüssigkeiten enthaltende Behälter. 15. IV. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. M 127 517. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Schaufelradbagger mit mehreren, gleichachsigen zueinander angeordneten und abwechselnd mit Schaufeleimern und Schneidmessern besetzten Rädern. 22. V. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 1/05. T 41 713. Dipl.-Ing. Fritz Treßer, Friedberg, Hessen. Kabelbagger mit auf den Böschungsoberkanten eines Tagebaues verfahrbaren Türmen. 21. XI. 32.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 13 vom 26. März 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 c, Gr. 6/20. K 132 983. Klöckner-Werke A.-G., Castrop-Rauxel i. W. Aus einer Blechtafel hergestellter Metallrost zur Bewehrung von Straßendecken. 27. I. 34.