

# DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 26. Oktober 1934

Heft 46

Alle Rechte vorbehalten.

## Stahlbrücken von heute.

Von G. Schaper.

Dem Stahlbrückenbau ist durch den Bau der Reichsautobahnen ein großes Arbeitsfeld zur rechten Zeit erschlossen worden. Ohne diese Hilfe wären für den deutschen Stahlbau wohl magere Zeiten gekommen. Es wäre dies um so mehr zu bedauern gewesen, als der deutsche Stahlbau in der Zeit nach dem Kriege im Verein mit den Behörden, den Materialprüfungsämtern und den deutschen Stahlwerken mit allen Kräften an seiner Vervollkommnung gearbeitet hat. Er hat keine Mühen und keine Kosten gescheut, um überall das Gute durch das Bessere zu ersetzen<sup>1)</sup>.

Die Reichsautobahnen sind in der glücklichen Lage, daß sie sich die Ergebnisse langjähriger und kostspieliger Forschungsarbeiten und wissenschaftlicher Untersuchungen auf dem Gebiete des Stahlbaues nutzbar machen können. Die deutschen Stahlbauanstalten sind für die neuen großen Aufgaben so gut gerüstet wie wohl kaum vorher. Man darf wohl sagen, daß jetzt alle brennenden Fragen des Stahlbaues so gut wie geklärt sind oder doch vor einem gewissen Abschluß stehen, und daß vermutlich im Stahlbau in dem starken Drange nach vorwärts eine gewisse Ruhe eintreten wird.

In gemeinsamer Arbeit haben Behörden und Stahlbauindustrie auf Grund eingehender theoretischer Überlegungen und langjähriger Erfahrungen in der Konstruktion und in der Unterhaltung der Stahlbrücken die Richtlinien für die bauliche Durchbildung der verschiedenen Teile der Stahlbrücken festgelegt. Sie sind in den „Grundsätzen für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken“ GE<sup>2)</sup> der Deutschen Reichsbahn und in den „Grundsätzen für die bauliche Durchbildung stählerner Straßenbrücken“ DIN (Entwurf) festgelegt. Diese Grundsätze geben dem Konstrukteur kurze, klare Regeln an die Hand, die es verhüten, daß in der baulichen Durchbildung Fehler gemacht werden, wie sie früher häufig zum Schaden der Lebensdauer der stählernen Brücken vorgekommen sind.

Um die Berechnungen stählerner Brücken soweit wie möglich einheitlich zu gestalten und auf eine sichere Grundlage zu stellen, sind die vielgestaltigen Berechnungsvorschriften der früheren Ländereisenbahnen für die Eisenbahnbrücken in den „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken“ BE der Deutschen Reichsbahn und die noch verschiedenartigen Berechnungsvorschriften für Straßenbrücken der verschiedenen Länder, Behörden und Städte in den „Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken“ DIN 1073 vereinheitlicht worden. In diesen Grundlagen sind unter vielen anderen auch eingehende Richtlinien für die Berechnung gedrückter Stäbe, bekanntlich der gefährdetsten Glieder eines Fachwerks, gegeben worden. Sie gründen sich auf die langjährigen, umfangreichen und sorgfältigen Versuche, die im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem im Auftrage des „Ausschusses für Versuche im Stahlbau“ durchgeführt sind<sup>3)</sup>.

Die neueste Auflage der BE vom Jahre 1934 enthält für Bauteile mit wechselnder Beanspruchung ganz neue Berechnungsvorschriften,

<sup>1)</sup> Der Bau der Reichsautobahnen hat viele neue Kräfte in den Dienst des Brückenbauwesens gestellt, die mit den Arbeiten auf dem Gebiete des Brückenbaues in den letzten 15 Jahren noch nicht voll vertraut sind. Die nachfolgenden allgemeinen Betrachtungen, die dem erfahrenen Fachmann bekannt sind, dürften deshalb von Wert sein.

<sup>2)</sup> 2. Aufl. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>3)</sup> Vgl. Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau, Ausgabe B, Heft 4: Versuche zur Ermittlung der Knickspannungen für verschiedene Baustähle. Von W. Rein, o. Professor an der Technischen Hochschule Breslau. Berlin 1930, Verlag von Julius Springer.

welche die eingehenden, langjährigen Versuche über die Dauerfestigkeit der Baustähle, von denen später noch die Rede ist, zur Grundlage haben.

Seit 1895 bis 1923 war der Flußstahl St 37 — wenn man von einzelnen Ausnahmefällen absieht — der Baustoff für die Stahlbrücken. Man verlangte von ihm eine Zugfestigkeit zwischen 3700 und 4500 kg/cm<sup>2</sup> und eine Mindestbruchdehnung für den langen Proportionalstab von 20%. Bei der verhältnismäßig niedrigen Zugfestigkeit und dementsprechend geringen zulässigen Beanspruchung des St 37 ergaben sich bei größeren Überbauten sehr große unwirtschaftliche Stahlgewichte und bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken und breiteren Straßenbrücken mit Stützweiten von 170 m und mehr Schwierigkeiten in der baulichen Durchbildung der Hauptträger. Diese Umstände und die für die Deutsche Reichsbahn durch die Erhöhung der Eisenbahnbetriebslasten geschaffene Notwendigkeit,



Abb. 1. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel.

zahlreiche Brücken — bei sparsamster Verwendung der Mittel — umzubauen, gaben nach dem Kriege den Anstoß, hochwertigere Baustähle als den St 37 zu entwickeln. Im Jahre 1923 wurde der hochwertige Baustahl St 48 auf den Markt gebracht. Er ist ein hochgekohlter Stahl, der mit einfacher, wirtschaftlicher Erzeugung sehr gute Festigkeitseigenschaften vereint. Nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn, die im Verein mit den Stahlwerken und den Stahlbauanstalten festgelegt wurden, muß der St 48 Zugfestigkeiten zwischen 4800 und 5800 kg/cm<sup>2</sup>, eine Mindeststreckgrenze von 2900 kg/cm<sup>2</sup> und eine Mindestbruchdehnung von 18% aufweisen. Seine zulässige Beanspruchung liegt 30% höher als die des St 37. Er hat sich seinerzeit schnell in den Brückenbau und Hochbau eingebürgert. Die Deutsche Reichsbahn hat eine große Anzahl Brücken in St 48 gebaut, unter vielen anderen die zweigleisigen Eisenbahnbrücken über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld<sup>4)</sup> und bei Wesel (Abb. 1).

Durch die Verwendung des St 48 an Stelle des St 37 hat die Deutsche Reichsbahn sehr hohe Beträge erspart.

Heute ist der hochwertige Baustahl St 48 gegenüber dem hochwertigen Baustahl St 52 in den Hintergrund getreten. Der St 52 wurde aus dem Siliziumstahl St Si entwickelt, der im Jahre 1925 erstmalig in einem Spezialofen erzeugt wurde, im weiteren Verlauf aber auch im gewöhnlichen Siemens-Martin-Ofen hergestellt wurde. Die Entwicklung des St Si wurde von der Deutschen Reichsbahn im Interesse der Wirtschaftlichkeit ihrer großen Brückenbauten sehr gefördert. Er wurde aber erst zugelassen, nachdem alle Eigenschaften, die für seine Verwendung als Baustoff für Brücken und Ingenieurhochbauten maßgebend sind, nach dem damaligen Stande der Wissenschaft eingehend geprüft waren. Die Zugfestigkeit, die Bruchdehnung, die Streckgrenze und die Kerbzähigkeit wurden durch umfangreiche Versuche ermittelt. Auch die Dauerfestigkeit wurde an polierten Stäben in der Schenkschen Dauerbiegemaschine festgestellt. Alle diese Festigkeitseigenschaften übertrafen die des St 37 um so viel, daß für St 52 eine um 50% höhere Beanspruchung zugelassen werden konnte als für St 37. Einige Schwierigkeiten bei der Herstellung,

<sup>4)</sup> Vgl. Bautechn. 1926, Heft 11, S. 136 ff.





Abb. 2. Mainbrücke bei Griesheim.

besonders beim Walzen, führten 1929 dazu, den Stahl weniger hoch zu silizieren und dafür edle Zusätze beizugeben, wie Chrom, Mangan, Molybdän u. dgl. Außerdem wird dem Stahl St 52 zur Erhöhung des Korrosionswiderstandes 0,25 bis 0,3% Kupfer zugesetzt.

Nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn muß bei St 52 die Zugfestigkeit zwischen 5200 und 6200 kg/cm<sup>2</sup> (bei Walzdicken über 18 mm zwischen 5200 und 6400 kg/cm<sup>2</sup>) liegen, die Streckgrenze mindestens 3600 kg/cm<sup>2</sup> (bei Walzdicken über 18 mm mindestens 3500 kg/cm<sup>2</sup>) und die Mindestbruchdehnung längs der Walzrichtung 20% und quer dazu 18% betragen.

In den obengenannten Berechnungsvorschriften war für den zulässigen Lochleibungsdruck der Niete der 2,5fache Wert der für den Baustoff selbst zugelassenen Spannung angenommen worden. Es erwies sich als notwendig, zur Nachprüfung der Berechtigung dieser Annahme statische und Dauerfestigkeitsversuche mit Nietverbindungen von Stäben aus St 37 und St 52 durchzuführen. Während die statischen Versuche keine Ergebnisse zeitigten, die gegen die Berechtigung der obigen Annahme sprachen, ergab sich bei den Dauerfestigkeitsversuchen außerhalb des Versuchszweckes die überraschende Tatsache, daß die Ursprungsfestigkeit, d. h. die Spannung, die bei 2 000 000 Lastwechseln zwischen Null und einer oberen, nur in einer Richtung liegenden Grenze gerade noch ertragen wird, bei den Nietverbindungen von Stäben aus St 52 nicht viel höher liegt als bei solchen aus St 37.

Dieses überraschende Ergebnis veranlaßte die Deutsche Reichsbahn, nach eingehenden Beratungen mit den interessierten, maßgebenden Stellen einen groß angelegten Versuchsplan zur restlosen Klärung der unerwartet und plötzlich in den Vordergrund getretenen Frage nach der Dauerfestigkeit gelochter Stäbe und der Nietverbindungen von Stäben aus St 37 und St 52 durchzuführen. Die Versuche haben ergeben, daß die Ursprungsfestigkeit gelochter Stäbe und der Nietverbindungen von Stäben aus St 52 tatsächlich nicht viel höher liegt als bei solchen Baugliedern aus St 37, daß aber mit steigender Vorlast die bei der Ursprungsfestigkeit vorhandene Schwingungswerte nur unwesentlich abnimmt, daß also mit zunehmender Vorlast die Dauerfestigkeit bald den Wert der Streckgrenze erreicht. Mit steigender Vorlast nimmt daher die Überlegenheit des St 52 über den St 37 zu.

Die durch die Versuche festgestellten verhältnismäßig geringen Werte der Ursprungsfestigkeit des St 52 beziehen sich nur auf gezogene, nicht

auf gedrückte Glieder. Stäbe, die nur gedrückt werden, sind durch eine Dauerbeanspruchung, wie sie in der Brücke auftritt, nicht gefährdet.

Gezogene Bauglieder aus St 52 mit schwelender Belastung und Bauglieder aus St 52 mit zwischen Druck und Zug wechselnder Beanspruchung müssen bei solchen Bauwerken, bei denen die Spannungsspitzen im Wechsel der Belastung sehr häufig auftreten, unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Dauerfestigkeitsversuche berechnet werden. Brücken, bei denen die rechnermäßigen Spannungsspitzen in so häufigem Wechsel auftreten, daß sie gefährlich werden können, sind eigentlich nur eingleisige Eisenbahnbrücken, die auf Strecken mit sehr dichtem Zugverkehr liegen. Man hat der Einfachheit halber aber eingleisige und zweigleisige Eisenbahnbrücken in Strecken mit starkem Zugverkehr hinsichtlich der Berechnung mit Rücksicht auf die Dauerfestigkeit gleichgestellt. Eisenbahnbrücken in Strecken mit schwachem Verkehr, der dann als gegeben angesehen wird, wenn täglich bis zu 25 Zügen auf jedem Gleis verkehren, werden hinsichtlich ihrer Berechnung und Bemessung günstiger behandelt als die zuerst genannten, ebenso alle Straßenbrücken und die vereinigten Eisenbahn- und Straßenbrücken, namentlich solche mit zweigleisigen Eisenbahnen.

Die großen Fortschritte auf dem Gebiete der Schweißtechnik, ihr immer weiteres Vordringen auf dem Gebiete des Maschinen- und Schiffbaues und die dort erzielten wirtschaftlichen und technischen Vorteile ließen die Frage auftauchen, ob die Schweißtechnik auch im Brückenbau mit gleichem Erfolge verwendet werden könnte. Die Deutsche Reichsbahn ließ nach eingehenden Laboratoriumsversuchen im Jahre 1930 die erste ganz geschweißte Eisenbahnbrücke von 10 m Stützweite und mit vollwandigen Hauptträgern herstellen<sup>5)</sup>, baute sie zunächst in eine nicht im Betriebe befindliche Strecke ein, erprobte sie dort unter stehenden und fahrenden schweren Lokomotiven, unterwarf sie starken dynamischen Beanspruchungen durch eine Schwingungsmaschine und untersuchte danach die Schweißnähte durch Röntgenaufnahmen. Alle diese Versuche ergaben nicht die geringsten Anstände. Die Brücke wurde dann in eine stark befahrene Schnellzugstrecke eingebaut. Seitdem ist eine sehr große Zahl geschweißter vollwandiger Straßen- und Eisenbahnbrücken gebaut worden<sup>6)</sup>. Sie haben sich bisher im Betriebe sehr gut gehalten. Die baulichen

<sup>5)</sup> Vgl. Bautechn. 1930, Heft 22, S. 323.

<sup>6)</sup> Die Zahl der geschweißten Eisenbahnbrücken in Deutschland dürfte in diesem Jahre wohl an 100 herankommen.

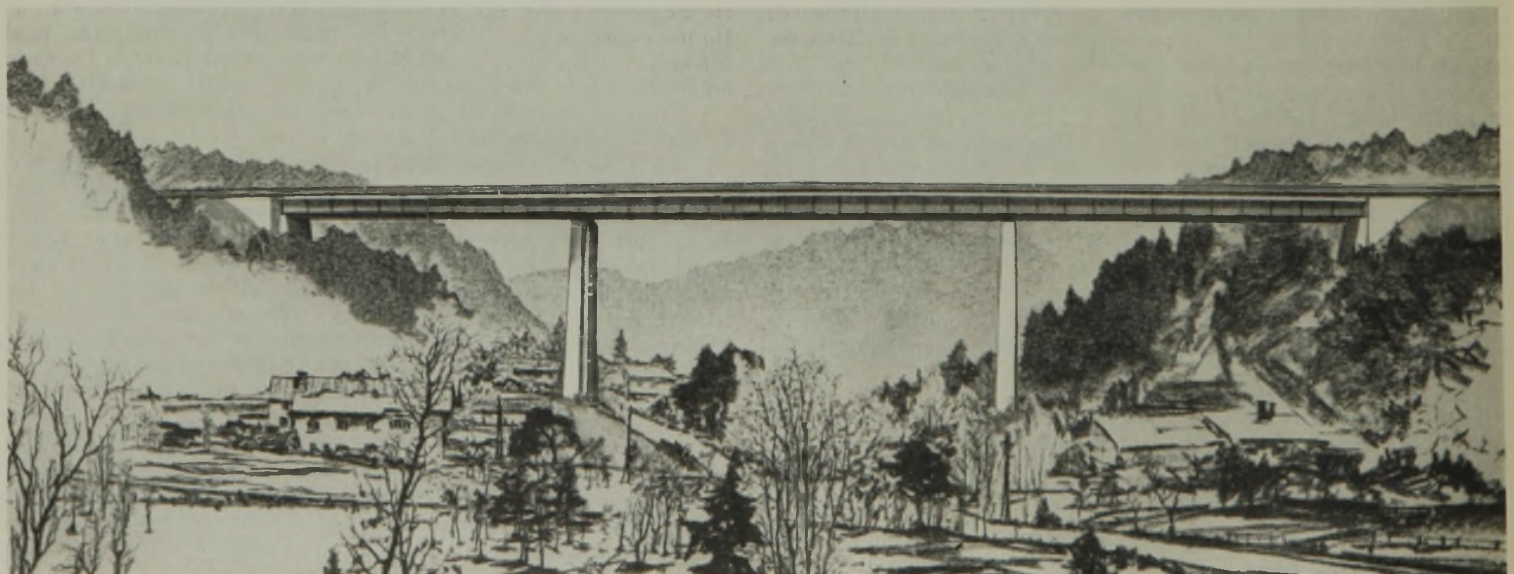


Abb. 3. Mangfallbrücke bei Darching.





Abb. 4. Elbebrücke bei Dresden.

Einzelheiten der geschweißten Brücken wurden dauernd verbessert; man wagte sich an immer größere Stützweiten heran. Die im Bau begriffene Ziegelgrabenbrücke im Zuge des Rügendamms bei Stralsund hat geschweißte, vollwandige Überbauten von 53 m Stützweite. Die Stegblechstöße der Hauptträger dieser Überbauten werden durch senkrecht verlaufende Stumpfnähte in X-Form ohne Zugabe von Laschen geschlossen, wobei die Übergänge der Nähte zum Stegblech durch kleine Schmirgelscheiben so weit fortgenommen werden, daß auch die geringste Fuge für das bewaffnete Auge verschwindet. Die unmittelbar mit dem Stegblech verschweißten Gurtplatten gehen ungestoßen auf die ganze Länge von 53 m durch, eine hervorragende Leistung unserer Walztechnik. Die Deutsche Reichsbahn baut noch keine geschweißten Eisenbahn-Fachwerkbrücken, weil die umfangreichen Versuche, die das Kuratorium im Fachauschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure zur Feststellung der Dauerfestigkeit der Schweißverbindungen von Fachwerkträgern durchführen ließ<sup>7)</sup>, gezeigt haben, daß die bisher üblichen Verbindungen nicht die für die Sicherheit dynamisch stark beanspruchter Bauwerke notwendige Dauerfestigkeit aufweisen. Die Straßenbrücken gehören nach den obigen Erläuterungen nicht zu den Bauwerken, die dynamisch besonders gefährdet sind. Die Reichsautobahnen tragen deshalb keine Bedenken, die Überbauten der Überführung der Reichsautobahn über die Reichsbahn am Kaiserberg bei Duisburg (Abb. 7), die eine Stützweite von 103 m aufweisen, als durch vollwandige Träger versteifte Stabbogen in vollständig geschweißter Ausführung herzustellen.

Ebenso wie sich in der Zeit nach dem Kriege ein Umschwung in der Art der baulichen Einzelheiten, in der Art der Berechnung, in der Baustoff-Frage und in der Frage nach der Brauchbarkeit des Schweißverfahrens im Stahlbrückenbau vollzog, trat auch ein Wandel in der Wahl der äußeren Form der Stahlüberbauten ein. Man besann sich wieder darauf, daß eine Brücke auch ein Kunstwerk sein soll, daß sie nicht für sich allein als konstruktive Schöpfung dastehen soll, sondern daß sie sich dem Verkehrsweg, dessen Zwecken sie dient, organisch eingliedern und ihrer Umgebung harmonisch einfügen soll. Man begann wieder zu begreifen, daß im Brückenbau im allgemeinen das Einfachste, Schlichteste und Anspruchloseste das schönste ist, daß meist Brückentürme und hohe Pfeileraufbauten unnütze und störende Zutaten sind, daß die Überbauten ein in sich geschlossenes und ruhiges Bild bieten müssen, daß sie mit ihren Widerlagern und Pfeilern eine Einheit bilden müssen, und daß nach Möglichkeit die Weiten der einzelnen Öffnungen in einem harmonischen Verhältnis zueinander stehen sollen. Der Balkenträger mit parallelen Gurtungen verdrängte den Balkenträger mit gebogenen Gurtungen. Der vollwandige Träger wurde mehr und mehr dem weniger ruhigen gegliederten Träger auch bei großen Stützweiten vorgezogen, soweit dies technisch, wirtschaftlich und schließlich auch ästhetisch vertretbar war.

<sup>7)</sup> Vgl. G. Schaper, Die Dauerfestigkeit der Schweißverbindungen. Z. d. VdI 1933, S. 556 u. f.

Die nach dem Kriege erbauten oder entworfenen Stahlbrücken der Deutschen Reichsbahn sind Schöpfungen, die unter dem Einflusse aller dieser Gesichtspunkte entstanden sind<sup>8)</sup>. Von den vielen dieser Brücken seien nur erwähnt die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel (Abb. 1)<sup>9)</sup>, die im Bau befindliche zweigleisige Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Rhein bei Maxau, deren Überbauten parallelgurtige gegliederte Balkenträger mit pfostenlosem Strebenfachwerk haben, und die im Bau begriffene Brücke über den Strelasund im Zuge des Rügendamms, deren Hauptträger parallelgurtige Vollwandträger von 54 m Stützweite sind. Man verzichtete bei dieser Brücke mit Rücksicht auf die Schönheit der Stadt Stralsund und die Waagerechte des Meeres auf hochragende Tragwerke und auf gebogene Formen der Überbauten. Die Brücke soll bescheiden gegen die Türme der alten Stadt und gegen die Schönheit des Meeres zurücktreten.

Daß bei den Brücken der Reichsautobahnen, die bekanntlich von der Deutschen Reichsbahn gebaut werden, die oben aufgeführten Richtlinien und Gesichtspunkte für die künstlerische Gestaltung der Brücke ganz besonders beachtet werden, zeigt die Betrachtung der in den folgenden Abbildungen dargestellten Brücken, die alle in der Ausführung begriffen sind.

Abb. 2 zeigt die Überführung der Reichsautobahn über den Main bei Griesheim im Zuge der Kraftfahrbahn Frankfurt a. M.—Heidelberg—Mannheim. Für jede der beiden Fahrbahnen ist ein Überbau mit zwei Hauptträgern, die einen Mittenabstand von 9,60 m voneinander haben, vorgesehen. Die Hauptträger sind annähernd parallelgurtig und vollwandig, laufen über fünf Öffnungen ohne Gelenke durch und haben Stützweiten von 45—54—72—54—45 m; sie überragen die Fahrbahn nur um rd. 1,10 m, so daß der Blick aus den Kraftwagen auf die Umgebung nicht behindert ist.

In Abb. 3 ist die Mangfallbrücke bei Darching im Zuge der Kraftfahrbahn München—Landesgrenze (Salzburg) dargestellt. Die Reichsautobahn überschreitet das Mangfalltal in beträchtlicher Höhe auf einer Brücke mit drei Öffnungen, mit stählernem Überbau und mit Widerlagern und Pfeilern aus Eisenbeton. Der Überbau hat nur zwei Hauptträger, die parallelgurtig und vollwandig sind, einen Mittenabstand von 12,50 m voneinander haben und über die drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufen. Sie haben durchweg eine Stegblechhöhe von 5,50 m und liegen ganz unter der Fahrbahn, die außerhalb der Hauptträger von weit ausladenden Konsolen getragen wird. Die Stützweiten der Hauptträger betragen 90—108—90 m. Die Fahrbahn liegt 70 m über dem Mittelwasser der Mangfall. Die Schönheit des Tals wird durch die schlichte, ruhige Brücke nicht beeinträchtigt. Es wird durch die glückliche Wahl der Stützweiten

<sup>8)</sup> Vgl. Karig, Neuere Stahlbrücken der Deutschen Reichsbahn. Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>9)</sup> Vgl. Bautechn. 1927, Heft 46, S. 662; Heft 47, S. 686 ff.

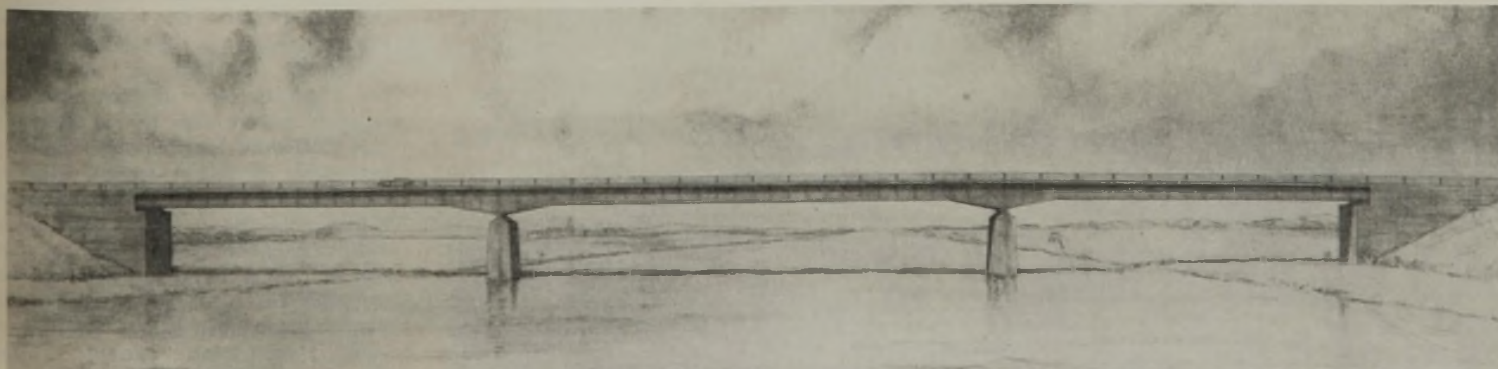


Abb. 5. Reichsautobahnbrücke über die Ostoder bei Stettin.



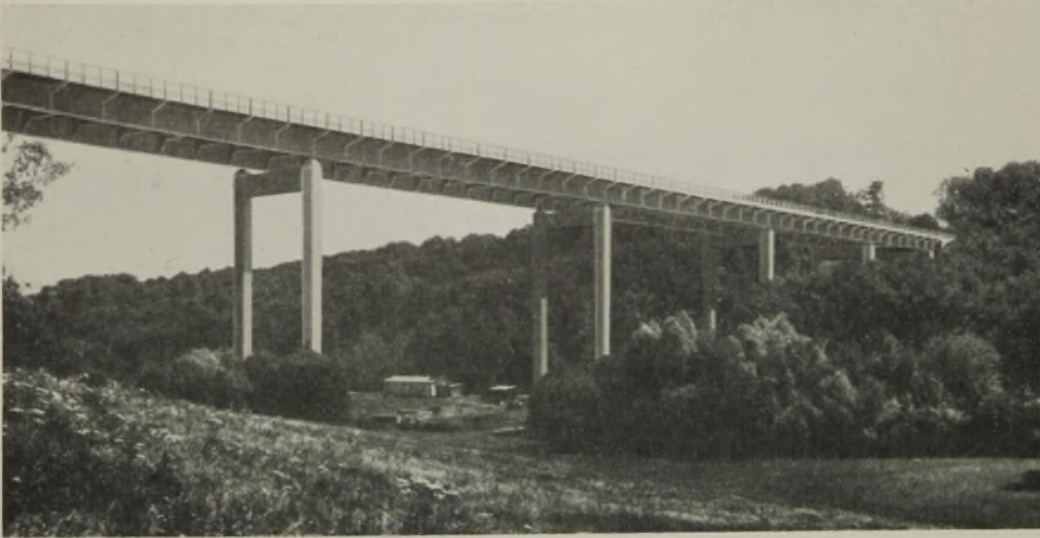


Abb. 6. Sulzbach-Viadukt.

harmonisch aufgeteilt. Die Pfeiler sind schlank und stehen in einem richtigen Verhältnis zur Höhe der Träger; sie bestehen aus zwei Teilen, die nur oben am Kopf durch einen Querriegel zusammengefaßt sind.

Die Reichsautobahn überschreitet bei Dresden die Elbe und gleich dahinter den Reichsbahnhaltelpunkt Kemnitz und zwei Straßen (Abb. 4). Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern, die bei der Elbebrücke als parallelgurtige Fachwerkträger mit Strebenfachwerk und bei der Überführung über die Straßen und die Reichsbahn als parallelgurtige Vollwandträger ausgebildet sind. Für jede der beiden Fahrbahnen ist ein Überbau mit zwei Hauptträgern vorgesehen. Die Fachwerkträger laufen ohne Gelenke über fünf Öffnungen durch; die Stützweiten dieser Träger betragen 51—73—130—73—51 m. Die Vollwandträger sind durchlaufende Träger ohne Gelenke auf vier Stützen, von denen die beiden mittleren stählerne Pendelstützen sind. Die Entfernung dieser Pendelstützen beträgt 38 m. Die Systemhöhe der Fachwerkträger mißt 5,6 m, die Stegblechhöhe der Vollwandträger 1,80 m. Der Mittenabstand der mittleren der vier Hauptträger beträgt auf der ganzen Brücke 5 m, während der Mittenabstand der Hauptträger jedes Überbaues bei der Elbebrücke zu 7,50 m und bei der Überführung über die Straßen und die Reichsbahn zu 9,40 m gewählt ist. Bei der Überführung über die Straßen und die Reichsbahn mußte dieser Abstand größer als bei der Elbebrücke gemacht werden, weil sonst die Ausladung der Konsolen im Verhältnis zur Höhe der Vollwandträger zu groß geworden wäre. Das Brückenbild ist sehr ruhig und ansprechend. Für die Elbebrücke wurde ein gegliederter Träger gewählt, weil ein Vollwandträger von rd. 6 m Höhe zu massig gewirkt hätte und die schöne Landschaft im Hintergrunde der Brücke verdeckt hätte. Die Überbrückung der Elbe ist durch einen kräftigen Pfeiler, der die Elbebrücke von der Überführung über die Straßen und die Reichsbahn trennt, und durch das Widerlager auf der anderen Seite zusammengefaßt. Dadurch, daß für die Überführung über die Straßen und die Reichsbahn ebenso wie für die Elbebrücke ein parallelgurtiger Balkenträger gewählt wurde, ist für die ganze Brücke der gleiche Charakter gewahrt, während durch die gegliederte Ausbildung der Hauptträger der Elbebrücke und die vollwandige Ausbildung der Hauptträger der Überführung über die Straßen und die Eisenbahn die verschiedene Bedeutung der beiden Überbrückungen zum Ausdruck kommt.

Abb. 5 gibt die Reichsautobahnbrücke über die Ostoder bei Stettin wieder, die den Fluß in drei Öffnungen überspannt. Die Stützweiten



Abb. 7. Überführung der Reichsautobahn über die Reichsbahn am Kaiserberg bei Duisburg.

betragen 63—99—63 m. Die Hauptträger liegen auch hier ganz unter der Fahrbahn. Um sie möglichst niedrig halten und vollwandig ausbilden zu können, wurden acht Hauptträger nebeneinander vorgesehen und diese als Auslegerträger mit Gelenken in der Mittelföffnung ausgebildet. Dem Charakter der Auslegerbrücke entsprechend wurde die Trägerhöhe über den Mittelpfeilern größer gewählt als an den übrigen Stellen. Von den Auflagerpunkten über den Mittelpfeilern aus nimmt die Trägerhöhe in straffem, geradlinigem Verlauf der unteren Gurtung nach beiden Seiten ab. Über den Mittelpfeilern beträgt die Trägerhöhe 4,80 m, in der Mitte der Brücke 3,10 m und an den Enden 2,55 m. Die Brücke fügt sich sehr gut der flachen Oderlandschaft ein.

Die Kraftfahrbahn Stuttgart—Ulm überschreitet das Sulzbachtal auf einem stählernen Viadukt mit stählernen Stützen (Abb. 6). Ebenso wie bei der

Brücke über die Mangfall (Abb. 3) sind nur zwei Hauptträger für den ganzen Überbau vorgesehen; sie liegen unter der Fahrbahn und laufen ohne Gelenke über sieben Öffnungen durch. Die Stützweiten betragen 40,6—52,2—58,0—63,8—58,0—52,2—40,6 m. Der Untergurt verläuft annähernd waagrecht, der Obergurt folgt der Fahrbahngradienten. Die Stegblechhöhe der Träger beträgt an den Brückenenden 2,77 m, in der Brückenmitte 3,70 m. Die stählernen Stützen, deren größte 35 m hoch ist, sind Pendelstützen, die am Kopf durch einen vollwandigen Riegel zu Pendelrahmen zusammengeschlossen sind. Wie wundervoll ruhig, leicht und kühn wirken diese Stützen! Wie unruhig und häßlich sehen dagegen stählerne Gerüstpfeiler oder Pendelrahmen mit Dreieck-

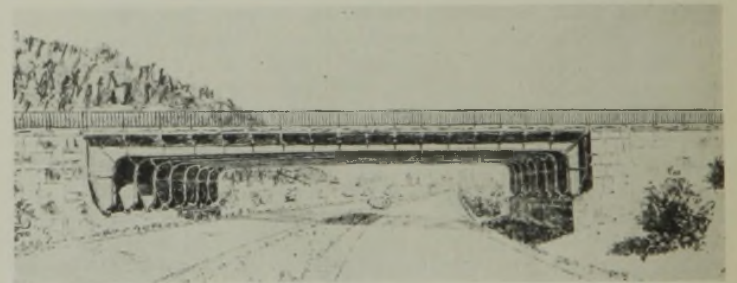


Abb. 8. Überführung der Mülheimer Straße über die Reichsautobahn am Kaiserberg bei Duisburg.

ausfachung aus! Die vollwandigen Hauptträger bilden mit den rahmenartigen vollwandigen Querträgern und den vollwandigen, weit ausladenden Konsolen ein organisches Ganzes, das sich mit den ruhigen Stahlstützen zu einer harmonischen Einheit zusammenschließt. Die Brücke ist ein vortreffliches Beispiel dafür, welches ein Kunstwerk eine nach technischen und ästhetischen Gesichtspunkten richtig durchgebildete reine Stahlbrücke sein kann.

Die oben angeführten ästhetischen Forderungen können im allgemeinen am besten und leichtesten bei Brücken erfüllt werden, deren Hauptträger ganz unter der Fahrbahn liegen (Abb. 4 u. 6) oder die Fahrbahn nur um ein geringes überragen (Abb. 2). In vielen Fällen läßt sich aber eine Überbrückung nur mit Hauptträgern schaffen, die über der Fahrbahn liegen. Ein solcher Fall liegt bei der Überführung der Reichsautobahn über die Reichsbahn am Kaiserberg bei Duisburg vor (Abb. 7). Die Eisenbahngleise müssen ohne Zwischenstützen in einer lichten Weite, der eine Stützweite des Überbaues von 103 m entspricht, überbrückt werden. Die Autobahnoberkante liegt nur rd. 8 m über der Schienenoberkante. Bei der genannten Stützweite kommt daher nur ein Überbau mit über der Fahrbahn liegenden Hauptträgern in Frage. Für jede der beiden Fahrbahnen ist ein Überbau mit zwei Hauptträgern gewählt worden, die als Stabbogen mit vollwandigen, parallelgurtigen Versteifungsträgern aus-



gebildet sind. Die Versteifungsträger überragen die Fahrbahn nur so weit, daß der Blick aus den Kraftwagen auf die Umgebung frei bleibt. Die Versteifungsträger sind einwandig, die Stabbogen haben  $\Pi$ -Querschnitt; die Hängestäbe sind aus Rundeisen gebildet, um den freien Blick von der Brücke auf die Umgebung möglichst wenig zu behindern und um auch in der Schrägsicht durch die Brücke möglichst wenig Masse zu haben. Die zu einem Überbau gehörigen Stabbogen sind durch einen K-förmig ausgefalteten Windverband miteinander verbunden, der an den Enden seine Auflagerkräfte durch schrägliegende Rahmen an die Auflager der Hauptträger abgibt. Die Überbauten werden ganz geschweißt; sie werden damit einen Markstein in der Anwendung des Schweißverfahrens im Brückenbau bilden. Die Brücke wird außerordentlich kühn

und ruhig aussehen. Die im Hintergrunde zu sehende alte Brücke über die Eisenbahn mit Mittelstützen wird bald einer neuen Brücke Platz machen, die sich in ihrer äußeren Form ganz der Reichsautobahnbrücke anschließen wird.

In Abb. 8 ist schließlich eine Straßenüberführung über die Reichsautobahn wiedergegeben, und zwar die Überführung der Mülheimer Straße über die Reichsautobahn am Kaiserberg bei Duisburg. Die Reichsautobahn ist hier in einer einzigen Öffnung von acht nebeneinander liegenden stählernen vollwandigen Zweigelenkrahmen überbrückt, deren Kämpfer in gewisser Höhe über der Fahrbahn liegen. Die Stützweite der Rahmen beträgt 33 m. Die Reichsautobahn ist durch die gewählte Art der Hauptträger sehr schön eingerahmt.

Alle Rechte vorbehalten.

## Geschweißter Wasserturm im Verschiebebahnhof Dortmund.<sup>1)</sup>

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Krabbe, Essen.

Im Jahre 1932 wurde im Verschiebebahnhof Dortmund ein stählerner Wasserturm für 300 m<sup>3</sup> Inhalt errichtet, bei dem sowohl der Unterbau als auch der Kugelbehälter ganz in Schweißkonstruktion ausgeführt wurden; er dürfte hinsichtlich der konstruktiven Durchbildung

### 1. Der stählerne Unterbau nebst Tragrings.

Der Unterbau für den Behälter besteht aus acht 10 m langen Stützen aus IP 24, die unten im Fundament eingespannt sind. Sie sind durch zwei Riegelringe aus  $\square \square$  NP 14 in drei Stockwerke geteilt, die Kreuzungspunkte der Ringe und Pfosten sind als steife Rahmenecken ausgebildet. Auf den oberen, im übrigen freien Enden der acht Stützen ist der steife Tragrings des Behälters gelenkig aufgelagert. Die Ausbildung der Rahmenecken zeigt im einzelnen Abb. 2. Durch Spreizung der  $\square \square$ -Eisen und besondere Aussteifung der inneren Ringecken wird den achteckigen Ringen eine möglichst große Steifigkeit in der waagerechten Ebene verliehen; im übrigen ist, wie später gezeigt werden soll, durch die konstruktive Gesamtanordnung dafür gesorgt, daß, wenigstens theoretisch, waagerechte Kräfte auf die Ringe nicht ausgeübt werden. Die gelenkige Auflagerung des kreisförmigen Tragrings auf die oberen Stützenenden ist in Abb. 3 dargestellt. Der Tragrings selbst (Abb. 4) besteht aus einem

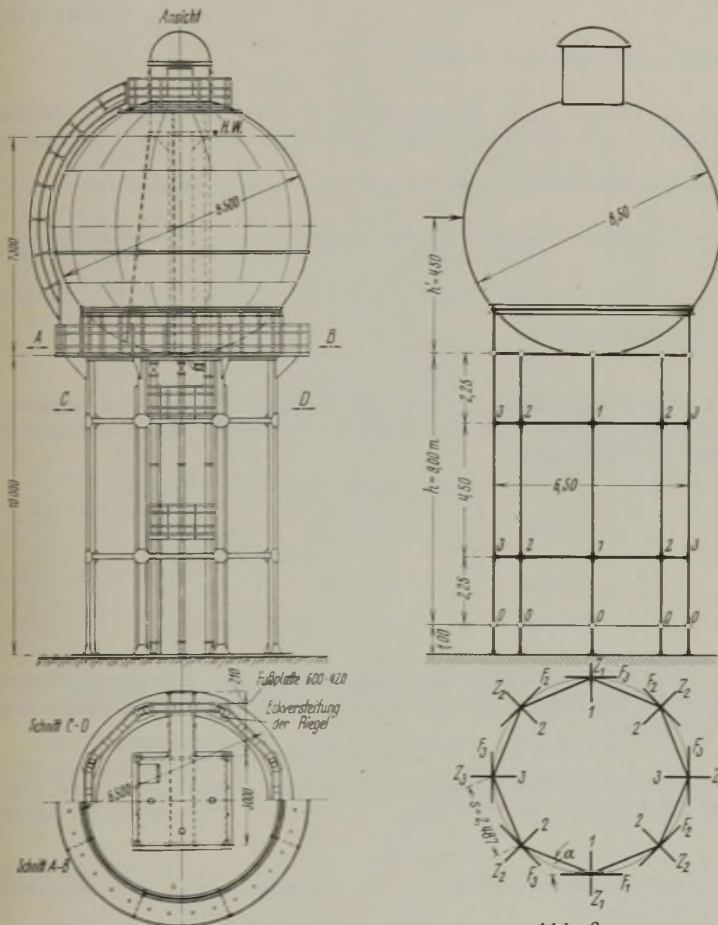


Abb. 1. Gesamtanordnung des Wasserturmes.

Abb. 6. System des Traggerüsts.

und der statischen Berechnung von allgemeinem Interesse sein.

Abb. 1 stellt das Bauwerk in Grund- und Aufriß dar.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1934, Heft 7, S. 77, Abb. 34.

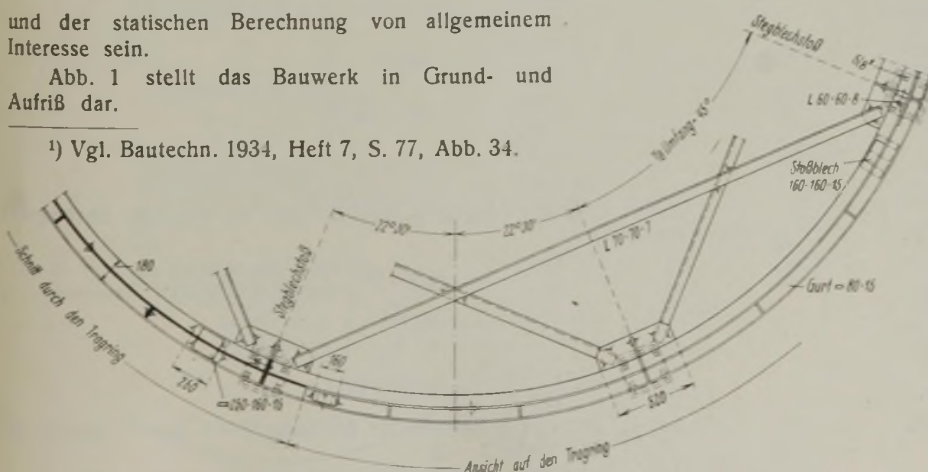


Abb. 5. Aussteifung des Tragrings.

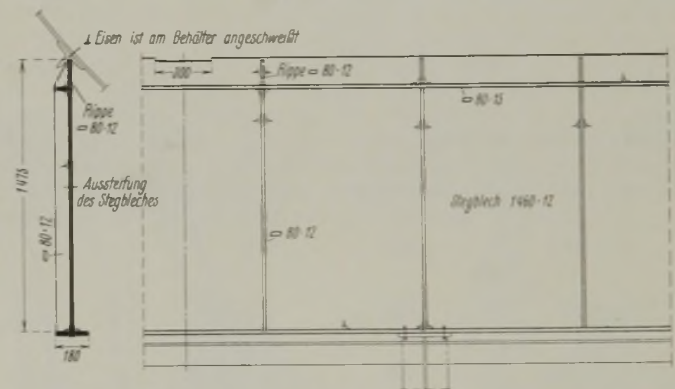


Abb. 4. Schnitt und Abwicklung des Tragrings.

1460 mm hohen, 12 mm dicken Stegblech mit 24 senkrechten Aussteifungen, einem unteren Flansch 180 · 15 mm und einem oberen halben Flansch an der Außenseite des Ringes von 80 · 15 mm. Um den Ring in waagerechtem Sinne als völlig steif betrachten zu können, ist er in der Ebene des unteren Flansches durch kranzförmig angeordnete Winkel-eisen 70 · 70 · 7 noch besonders ausgesteift (Abb. 5). Die Lagerung des Kugelbehälters auf dem oberen Rande dieses Tragrings zeigt Abb. 11.

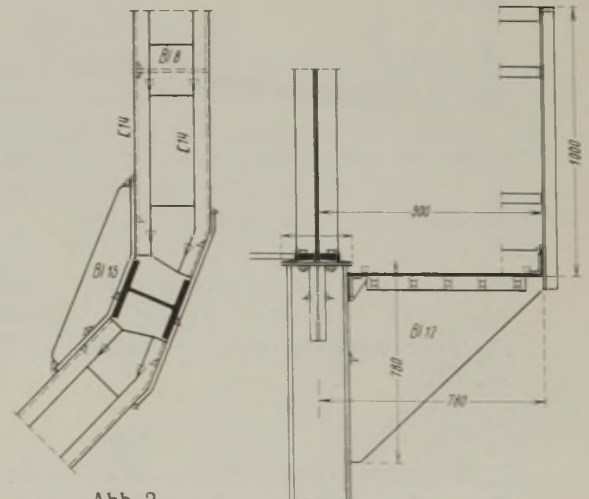


Abb. 2. Ausbildung der Ecken der Riegelringe.

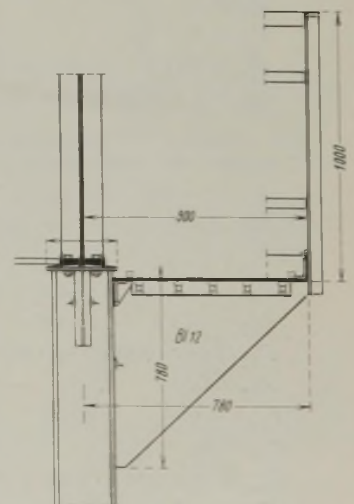


Abb. 3. Auflagerung des Tragrings auf den Stützen.



Da über die statische Berechnung derartiger, in neuerer Zeit oft ausgeführter Steifrahmengerüste in der Literatur wenig zu finden ist, sei hier kurz darauf eingegangen. Die theoretischen Grundlagen der hier angewandten Berechnungsart sind vom Verfasser in Stahlbau 1934, Heft 6, eingehend behandelt, worauf im einzelnen verwiesen werden muß. Es soll daher hier nur kurz der Rechnungsgang angedeutet und ausgewertet werden.

Zugrunde gelegt wurde das in Abb. 6 dargestellte Gerüstsystem, bei dem in  $\frac{1}{13}$  der Höhe des unteren Stockwerkes für die Berechnung Gelenke in den Pfosten angenommen wurden. Eine einfache Überlegung zeigt nämlich, daß unter Einwirkung der Knotenpunktverschiebungen und Winkeldrehungen bei fester Einspannung der Füße sich in den Pfosten Wendepunkte stets zwischen  $\frac{1}{2}$  und  $\frac{1}{3}$  der Höhe des unteren Stockwerkes bilden müssen, im Mittel also in  $\frac{5}{12}$  der Höhe, die in diesem Falle 3,25 m beträgt. Da indessen nur mit einer teilweisen Einspannung der Füße gerechnet werden durfte, wurden die Wendepunkte (Gelenke) in  $\frac{4}{13} \cdot 3,25 = 1,00$  m Höhe angenommen. Damit ergibt sich für die Berechnung das vollkommen symmetrische Gerüst der Abb. 6, bei dem der Riegelabstand gleich der doppelten Länge der oberen und unteren Pfostenenden (bis zu den Gelenken gerechnet) ist. Bei diesen Höhenverhältnissen sind sowohl bei waagerechten Verschiebungen des Tragrings als auch bei Winkeldrehungen der Kreuzungspunkte die in den Pfosten oberhalb und unterhalb der Ringe auftretenden Querkräfte entgegengesetzt gleich, d. h. es treten keine waagerechten Belastungen der Ringe auf. Es betragen nun die Trägheitsmomente der Pfosten

$$J_x = 11\,690 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 4\,150 \text{ cm}^4$$

Die Trägheitsmomente der Riegel sind

$$J_{rx} = 1210 \text{ cm}^4$$

$$J_{ry} = 7290 \text{ cm}^4$$

und das polare Trägheitsmoment der Riegel

$$J_d = \frac{4 J_{rx} J_{ry}}{J_{rx} + J_{ry}} = 4150 \text{ cm}^4$$

die Stablängen sind aus Abb. 6 zu ersehen.

Damit werden die Werte

$$a = 48 \cdot \frac{E J_x}{h} = 13\,092 \text{ tm}$$

$$b = 48 \cdot \frac{E J_y}{h} = 4\,648 \text{ „}$$

$$c = 16 \cdot \frac{E J_{rx}}{s} = 1\,636 \text{ „}$$

$$d = 8 \cdot \frac{G J_d}{\mu s} = 720 \text{ „}$$

Die Verschiebung des auf die oberen Pfostenenden gelenkig aufgesetzten Tragrings um „Eins“ nach Abb. 7 (wobei die Verschiebungseinheit gleich  $h = 9$  m angenommen wurde) ergibt nun als Momentenbelastung der Tangentendrehkreuze

$$Z_{10} = 3b = 9296 \text{ tm (für die 4 Kreuze 1 zusammen),}$$

$$Z_{20} = 2b\sqrt{2} = 13\,140 \text{ tm (für die 8 Kreuze 2 zusammen),}$$

$$Z_{30} = 0,$$

$$F_{10} = 0,$$

$$F_{20} = 2a\sqrt{2} = 37\,000 \text{ tm (für die 8 Kreuze 2 zusammen),}$$

$$F_{30} = 2a = 26\,184 \text{ tm (für die 4 Kreuze 3 zusammen).}$$

Die einzelnen Verdrehungszustände der Tangentendrehkreuze  $\zeta = 1$  und  $\varphi = 1$  ergeben die Momentenbelastungen der Tangentendrehkreuze:

$$Z_{11} = -2b - 2c \cdot \cos^2 \alpha - d \cdot \sin^2 \alpha = -13\,194 \text{ tm,}$$

$$Z_{21} = -c \cdot \cos^2 \alpha - d \cdot \sin^2 \alpha = -1502 \text{ tm,}$$

$$F_{11} = 0,$$

$$F_{21} = -c \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha + d \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha = -324 \text{ tm,}$$

$$Z_{22} = -4b - 4c \cdot \cos^2 \alpha - 2d \cdot \sin^2 \alpha = -24\,388 \text{ tm,}$$

$$Z_{12} = -c \cdot \cos^2 \alpha - d \cdot \sin^2 \alpha = -1502 \text{ tm,}$$

$$Z_{32} = 0,$$

$$F_{111} = 0,$$

$$F_{211} = 0,$$

$$F_{311} = -c \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha + d \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha = -324 \text{ tm,}$$

$$F_{22} = -4a - 4c \cdot \sin^2 \alpha - 2d \cdot \cos^2 \alpha = -54\,556 \text{ tm,}$$

$$F_{12} = 0,$$

$$F_{32} = c \cdot \sin^2 \alpha + d \cdot \cos^2 \alpha = +854 \text{ tm,}$$

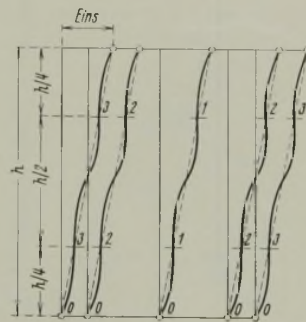


Abb. 7. Belastung des Hauptsystems bei Verschiebung des Tragrings um „Eins“.

$$Z_{111} = -c \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha + d \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha = -324 \text{ tm,}$$

$$Z_{211} = 0,$$

$$Z_{311} = 0,$$

$$F_{33} = -2a - 2c \cdot \sin^2 \alpha - d \cdot \cos^2 \alpha = -27\,278 \text{ tm,}$$

$$F_{23} = +c \cdot \sin^2 \alpha + d \cdot \cos^2 \alpha = +854 \text{ tm,}$$

$$Z_{2111} = -c \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha + d \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha = -324 \text{ tm,}$$

$$Z_{3111} = 0.$$

Daraus ergibt sich für die Drehwinkel  $\zeta$  und  $\varphi$ , die infolge der Verschiebung des Tragrings um  $1 = h$  entstehen, das Gleichungssystem:

	$\zeta_1$	$\zeta_2$	$\zeta_3$	$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	
$Z_1 = 0$	-13 194	-1 502			-324		9 296
$Z_2 = 0$	-1 502	-24 388				-324	13 140
$Z_3 = 0$			$Z_{33}$				0
$F_1 = 0$				$F_{11}$			0
$F_2 = 0$	-324				-54 556	+854	37 000
$F_3 = 0$		-324			+854	-27 278	26 184

daraus ergibt sich ohne weiteres

$$\zeta_3 = 0 \quad \varphi_1 = 0,$$

und es bleiben unter Vernachlässigung der verhältnismäßig kleinen Beiwerte -324 die beiden Gleichungssysteme mit je zwei Unbekannten übrig:

	$\zeta_1$	$\zeta_2$		$\varphi_2$	$\varphi_3$	
1	-13 194	-1 502	9 296	1	-54 556	+854
2	-1 502	-24 388	13 140	2	+854	-27 278

woraus sich ergibt

$$\zeta_1 = +0,700 \quad \varphi_2 = +0,694$$

$$\zeta_2 = +0,495 \quad \varphi_3 = +0,980,$$

und unter Berücksichtigung der bereits in Abb. 7 vorhandenen, negativen Drehwinkel ergeben sich die wirklichen Drehwinkel der Pfostenknoten gegen die Pfostenachse:

$$\zeta_1' = +0,700 - 1 = -0,300 \quad \text{in den Punkten 1}$$

$$\zeta_2' = +0,495 - \frac{\sqrt{2}}{2} = -0,212 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{in den Punkten 2}$$

$$\varphi_2' = +0,694 - \frac{\sqrt{2}}{2} = -0,013 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\}$$

$$\varphi_3' = +0,980 - 1 = -0,020 \quad \text{in den Punkten 3}$$

$$\zeta_3 = \varphi_1 = 0.$$

Unter Berücksichtigung dieser Drehwinkel würden die oberen Pfostenenden auf den Tragrings eine von rechts nach links gerichtete waagerechte Kraft ausüben:

$$H_1 + H_2 + H_3 = 311 + 363 + 58 = 732 \text{ t;}$$

da aber der Winddruck  $125 \text{ kg/m}^2$  auf Behälter, dessen Aufbau und Tragrings  $4,30 \text{ t}$  beträgt, ist der Faktor

$$K = \frac{732}{4,30} = 170;$$

d. h. die wirkliche Verschiebung des Tragrings unter dem Winddruck von  $125 \text{ kg/m}^2$  ist

$$\delta = \frac{900}{170} = 5,29 \text{ cm;}$$

die wirklichen Drehwinkel der Pfostenknoten gegen die Pfostenachse

$$\zeta_1 = -\frac{0,300}{170} = -0,00176 \quad \text{in den Punkten 1}$$

$$\zeta_{11} = -\frac{0,212}{170} = -0,00125 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{in den Punkten 2}$$

$$\varphi_{11} = -\frac{0,013}{170} = -0,0000765 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\}$$

$$\varphi_{111} = -\frac{0,020}{170} = -0,000118 \quad \text{in den Punkten 3.}$$

Für die Ringstäbe dagegen ergeben sich als wirkliche Drehwinkel der Stabenden:

$$\gamma_1 = \frac{\zeta_1 \cdot \cos \alpha}{170} = +0,00392 \quad \left. \begin{array}{l} \text{für beide in den Punkten 1 zu} \\ \text{sammenstoßenden Stabenden} \end{array} \right\}$$

$$\gamma_{11} = \frac{\zeta_2 \cdot \cos \alpha \pm \varphi_2 \cdot \sin \alpha}{170} = \left. \begin{array}{l} +0,00404 \\ +0,00235 \end{array} \right\}$$

$$\gamma_{111} = \frac{\pm \varphi_3 \cdot \sin \alpha}{170} = \pm 0,00221.$$

Bei  $\gamma_{11}$  gilt das + Zeichen für die Stäbe 2—1, das - Zeichen für die Stäbe 2—3,

bei  $\gamma_{111}$  gilt das + Zeichen für die vorne gelegenen Stäbe 3—2, das - Zeichen für die hinten gelegenen Stäbe 3—2.



Als Torsionswinkel für die Riegel ergeben sich:

$$\text{Riegel 1 — 2: } \tau_1 = \frac{\zeta_1 \cdot \sin \alpha + \zeta_2 \cdot \sin \alpha - \varphi_2 \cdot \cos \alpha}{170} = -0,00108$$

$$\text{Riegel 2 — 3: } \tau_2 = \frac{\zeta_2 \cdot \sin \alpha + \varphi_2 \cdot \cos \alpha - \varphi_3 \cdot \cos \alpha}{170} = -0,00045.$$

Nach vorstehendem ergibt sich für den am ungünstigsten beanspruchten Pfosten 1 die in Abb. 12 dargestellte Biegelinie und Momentenfläche. Für die Riegel ergibt sich die in Abb. 13 in der Abwicklung dargestellte Biegelinie und Momentenfläche sowie die dort eingetragenen Querkräfte. Die letzteren ergeben für die Pfosten die Längskräfte:

Pfosten 1 — 1: $P = 0$	Pfosten 1 — 0 = 0
" 2 — 2: $P = \pm 1,17 \text{ t}$	" 2 — 0 = $\pm 2,34 \text{ t}$
" 3 — 3: $P = \pm 1,58 \text{ t}$	" 3 — 0 = $\pm 3,16 \text{ t}$

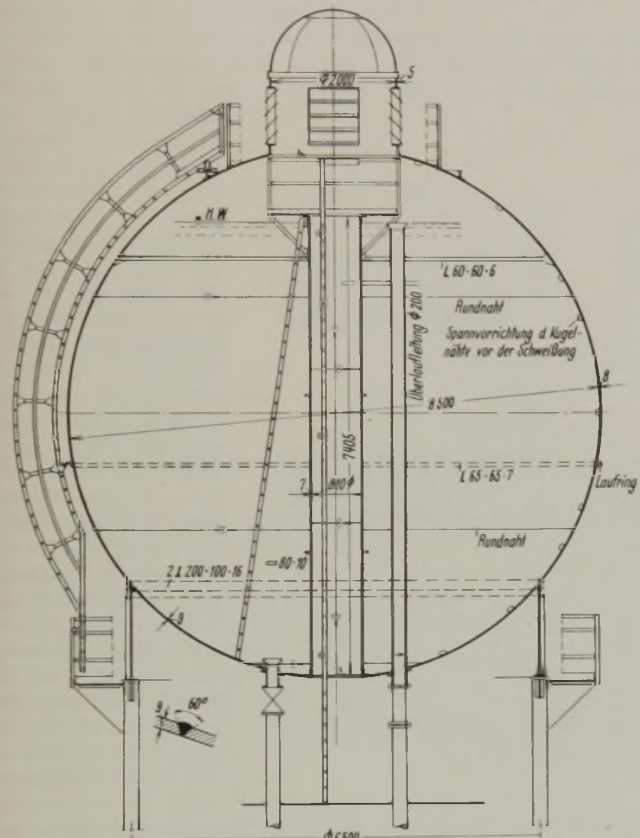


Abb. 8. Senkrechter Mittelschnitt durch den Kugelbehälter.

Die Torsionswinkel  $\tau_1$  und  $\tau_2$  erzeugen in den Riegelstäben die Torsionsmomente:

$$\text{Riegel 1 — 2: } M_{1d} = \frac{G J_d \tau_1}{\mu s} = \frac{810 \cdot 4150}{1,5 \cdot 248,7} \cdot 0,00108 = -10,6 \text{ tcm}$$

$$\text{Riegel 2 — 3: } M_{2d} = \frac{G J_d \tau_2}{\mu s} = \frac{810 \cdot 4150}{1,5 \cdot 248,7} \cdot 0,00045 = -4,1 \text{ tcm.}$$

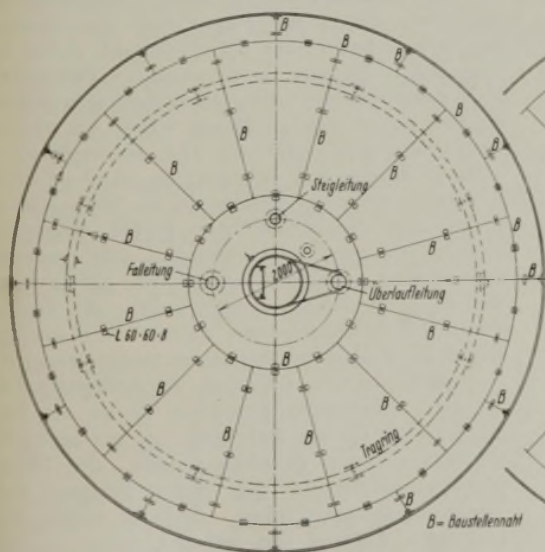


Abb. 9. Waagerechter Mittelschnitt durch den Kugelbehälter.

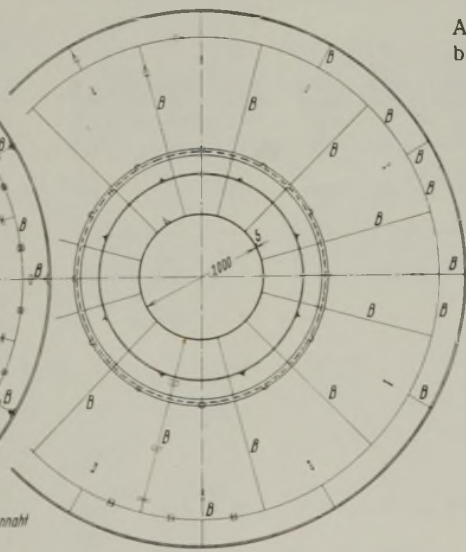


Abb. 10. Draufsicht auf den Kugelbehälter.

Zu den Pfostenlängskräften kommen dann noch die aus dem Eigengewicht und die aus dem Teilmoment  $W/h' = 4,30 \cdot 4,5 \text{ tm}$  sich ergebenden Kräfte, auf deren Ermittlung hier nicht eingegangen zu werden braucht.

Durch die hier angewandte konstruktive Anordnung und einfache, hinreichend genaue Berechnungsweise, wobei Beanspruchungen der Riegelringe durch waagerechte Kräfte vermieden werden, ist es gelungen, besondere waagerechte fachwerkartige Aussteifungen der Riegelringe, die sehr unschön wirken würden, zu vermeiden und den Materialverbrauch für den Unterbau auf ein Mindestmaß zu beschränken.

## 2. Der Kugelbehälter.

Der Kugelbehälter für 300 m<sup>3</sup> Inhalt hat 8500 mm Durchm.; er ist aus nach der Kugelform vorgeformten Blechen in drei Zonen zusammengesetzt; die Bleche der unteren Zone sind 9 mm, die der mittleren Zone 8 mm und die der oberen Zone 7 mm dick. Als Schweißnähte sind einfache V-Nähte verwendet, die in der unteren Zone der bequemen Ausführung halber an der Innenseite, im übrigen an der Außenseite des Behälters liegen. Die Einteilung zeigt bereits Abb. 1, während die genaue Einteilung durch den senkrechten Schnitt (Abb. 8), den waagerechten Schnitt (Abb. 9) und die Draufsicht (Abb. 10) hinreichend erläutert sein dürfte. Zunächst wurde die untere Zone, zum Teil in der Werkstatt, zum Teil auf der Baustelle, fertig zusammengesetzt und dann als Ganzes auf den Tragring aufgesetzt. Einzelheiten der Lagerung des Behälters auf dem Tragring zeigt Abb. 11. Die übrigen Zonen wurden darauf aufgebaut. Vor dem Verschweißen wurden sämtliche Bleche durch Spannvorrichtungen, die aus je zwei Winkelstützen bestehen, wie aus den Abb. 8 bis 10 zu erkennen ist, sorgfältig gegeneinander verschraubt. Auf die Wiederentfernung der Winkelstützen, die sämtlich an der Innenseite des Behälters angebracht waren, wurde nach Fertigstellung der Schweißarbeit verzichtet. Das Verschweißen der Nähte ging sowohl in der Werkstatt als auch auf der Baustelle unter Verwendung bester Schweißelektroden (nach Reichsbahnvorschrift) für normale Flußstahlschweißungen glatt vonstatten; es haben sich während der Ausführung nirgends unzulässige, durch Schrumpfen verursachte Verformungen der Kugel gezeigt, deren Form während der Schweißarbeit ständig genau durch Lehren nachgeprüft wurde. Offenbar ist die Kugelschale für das Zusammenschweißen recht günstig. Die Verwendung einfacher V-Nähte war ohne weiteres zulässig, zumal die Beanspruchungen sowohl der Bleche selbst als auch der Schweißnähte sehr gering sind. Es ergaben sich Beanspruchungen der Schweißnähte von nur höchstens 277 kg/cm<sup>2</sup>.

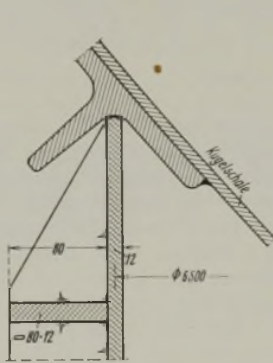


Abb. 11.

Auflagerung des Kugelbehälters auf dem Tragring.

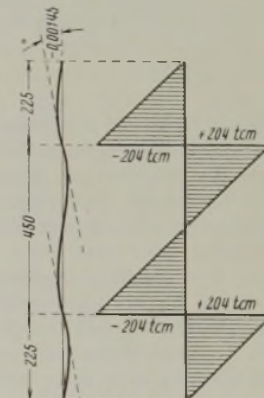


Abb. 12.

Biegelinie und Momentenfläche der Stütze 1.

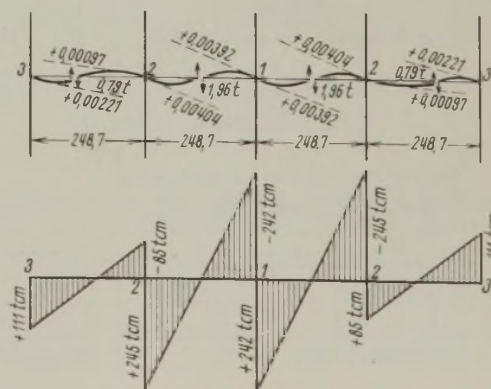


Abb. 13. Biegelinie und Momentenfläche des Riegelringes (abgewickelt).



Eine fahrbare Außenleiter, an zwei um den Behälter gelegten waagerechten Ringen geführt, ermöglicht die bequeme Zugänglichkeit der Außenflächen des Behälters (Abb. 8).

Dieser Wasserturm dürfte den ersten, in Schweißarbeit ausgeführten Kugelbehälter enthalten. Er hat sich hinsichtlich der Ausführbarkeit, Wirtschaftlichkeit und Haltbarkeit durchaus bewährt. Bei den während

des etwa zweijährigen Betriebes der Anlage ständig in kurzen Zwischenräumen vorgenommenen genauen Nachprüfungen haben sich bisher keinerlei Undichtigkeiten oder sonstige Mängel an den Schweißnähten gezeigt.

Ausgeführt wurde der Wasserturm von der Firma C. H. Jucho in Dortmund.

Alle Rechte vorbehalten.

### Geschweißte Eisenbahnbrücken.

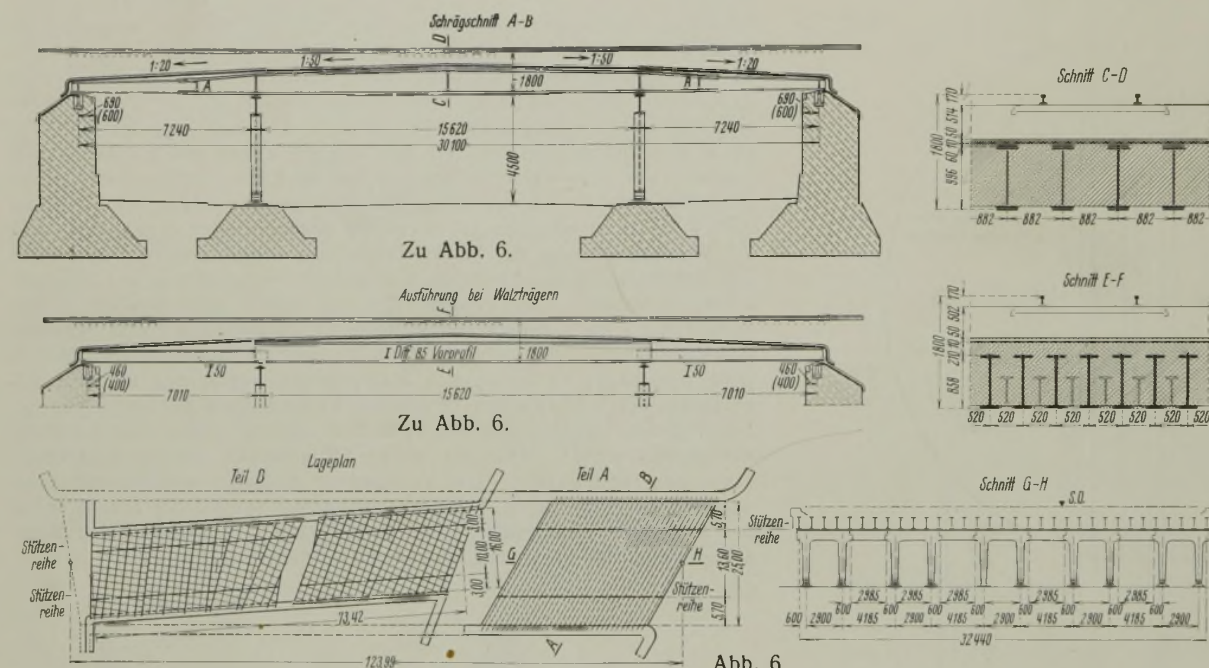
Von Reichsbahnoberrat Leopold, Wuppertal-Elberfeld.

(Schluß aus Heft 43.)

Eine solche Betondecke zwischen geschweißten Trägern ist in Düsseldorf für die Unterführung der Ellerstraße mit einer normalen Lichtweite von 25 m zwischen den Widerlagern ausgeführt, und zwar für Lastenzug N, der als gleichmäßig verteilte Last mit einer Verteilungsbreite von 3,50 m umgerechnet ist. Abb. 6 zeigt links oben den Querschnitt A B durch das Bauwerk, darunter den Querschnitt

kleiner sind, einen geringeren und in den Seitenfeldern seinen den weiter abnehmenden Momenten entsprechenden niedrigsten Querschnitt (vgl. die Tabelle in Abb. 7). Das Gefälle der Isolierschicht wird gegenüber der Walzträgerdecke nicht verschlechtert. Die größere Höhe der geschweißten Träger ergibt gleichzeitig ein größeres Widerstandsmoment, zumal das Biegemoment sich ja auch verkleinert, weil die Träger durchlaufen.

Dadurch werden weniger geschweißte Träger als Walzträger gebraucht (vgl. die in die Längsschnitte eingetragenen Trägerabstände). Das Gewicht der geschweißten Träger für den Teil A des Lageplans in Abb. 6 unten einschließlich der Knaggen und Bolzen beträgt 219 t. Bezahlt haben wir für die zum Einbau fertigen geschweißten Träger 252 RM/t, so daß 55 200 RM Kosten entstanden. Bei einer Walzträgerdecke würden an Differdinger Profilen Div 85 = 297 t mit einem Tonnenpreise von 161,50 RM<sup>2)</sup> und an Normalprofilen I 50 = 115 t mit einem Tonnenpreise von 126 RM<sup>2)</sup> erforderlich gewesen sein, was einer Gesamtsumme von 62 500 RM entspricht, so daß neben einer Gewichtsersparnis von rund 47 % eine Kosten-



Verwendung von Walzträgern ergeben hätte. Rechts dieser Querschnitte ist ein Stück Längsschnitt mit den Profilen der Träger dargestellt. Da bei der allgemeinen Planung für die Unterführung Straßenoberkante, Durchfahrhöhe, S.-O. und damit die Bauhöhe einmal festgelegt war, haben wir letztere beibehalten, obwohl sie aus den bereits erwähnten Gründen hätte verkleinert werden können. Die dreieckige Betonfläche über den Walzträgern, die erforderlich sein würde, um die beiderseitige Neigung für die Isolierschicht herzustellen, haben wir für die Höhe der geschweißten Träger ausgenutzt. Der Träger paßt sich dadurch besser der Momentenfläche an; er hat an der Stelle des größten Moments des Mittelfeldes auch seine größte Höhe, über den Stützen, wo die Momente

ersparnis von fast 12 % eintritt, wobei die Knaggen und Bolzen bei der Walzträgerdecke nicht mit im Gewicht enthalten sind, ebenso die Kosten für Bearbeitung der Walzträger, wie Löcherbohren, Anschweißen der Knaggen, nicht mitberechnet wurden. Auch die für die geschweißten Träger geringeren Einbaukosten und die günstigere Frachtlage sind außer Ansatz geblieben, so daß die Kostenersparnis in Wirklichkeit noch größer ist. Sie beträgt unter Berücksichtigung aller maßgebenden Einflüsse rd. 20 %. Da die Mittelloffnung erheblich größer ist als jede der beiden Seitenöffnungen, ergab sich noch eine Schwierigkeit. Bei Belastung der Mittelloffnung würden sich die Enden der durchlaufenden Träger abheben, so daß Verankerungen mit den Widerlagern nötig wären. Um diese zu vermeiden, haben die Träger noch eine besondere Form erhalten, wie der Querschnitt in Abb. 6 oben zeigt. Sie sind in den äußeren Öffnungen durch Abknicken des Obergurtes zusammengezogen worden, so daß sich an diesen Stellen ein niedrigerer Querschnitt ergibt, der aber andererseits noch so hoch ist, daß der Obergurt bis zu den Enden der Träger wiederum Gefälle für die Isolierschicht erhält und gleichzeitig das größte Biegemoment in den Seitenöffnungen aufgenommen werden kann. Dadurch entsteht eine gelenkartige Wirkung, die Träger werden wegen des verringerten Widerstandsmoments weicher. Um das Abheben der Enden bei belasteter Mittelloffnung zu vermeiden, mußten außerdem die Auflagerpunkte auf den Widerlagern gegenüber denen auf den Stützenreihen in der Höhenlage um ein bestimmtes Maß (2,3 cm) gehoben werden. Die Träger erhalten dadurch in den Seitenöffnungen eine Vorspannung nach oben. Endlich mußte der senkrechte Abstand der Auflagerpunkte von der

lfd. Nr.	Art der Belastung eines Trägers	3	4	5	6	7	8	9	10
		Stützen- druck A t	Stützen- druck B t	Stützen- druck C t	Stützen- druck D t	Stützen- moment Mb tm	Stützen- moment Mc tm	feldmoment der Mittelloffnung tm	Moment der Seitenöffnung 2,40m v.d. Stütze tm
1	Ständige Last $g = 3,37 \text{ t/m}$	+5,63	+45,10	+45,10	+5,63	-47,7	-47,7	+55,3	-1225
2	Verkehrslast über der Mittelloffnung $p_1 = 5,37 \text{ t/m}$	-5,97			-5,97			+120,50	-28,90
3	Verkehrslast über d. Mittelloffnung u. d. linken Seitenöffnung $p_2 = 6,05 \text{ t/m}$		+79,03			-86,6	-36,85		
4	Verkehrslast über den beiden Seitenöffnungen $p_2 = 6,05 \text{ t/m}$								+10,50
5	Stützensenkung - 2,3cm	+2,40	-2,40	-2,40	+2,40	+17,20	+17,20	+17,20	+17,45
		min + 2,06	max + 121,73		min + 2,06	max - 117,10		max + 193,00	max - 29,70 min + 9,70

Abb. 7.

<sup>2)</sup> Diese Preise gelten für den Sommer 1933.







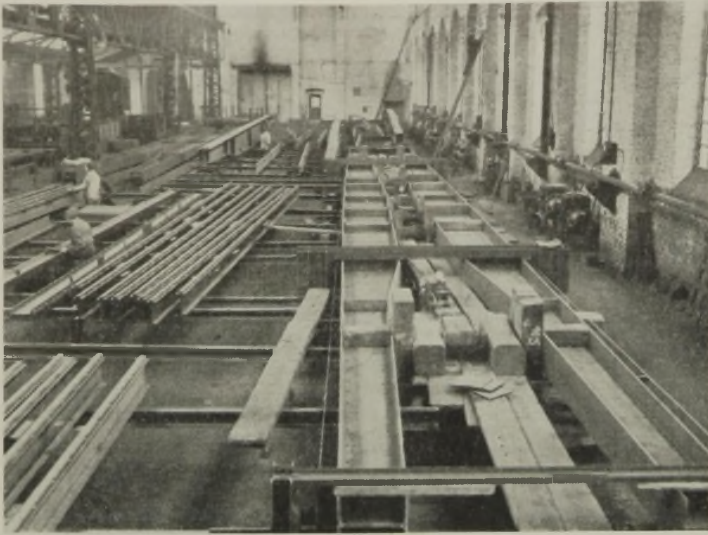


Abb. 10.

schraubenbolzen, ebenso die Anordnung der Knaggen; auch sind die Hauptmaße eingetragen.

Die Werkstattarbeiten sind scharf überwacht worden. Jeder Träger hat durchschnittlich 50 Anbohrungen erhalten, um die Güte der Schweißnähte festzustellen. Bis auf kleine unbedenkliche Poren und Schlackeneinschlüsse war die Arbeit nicht zu beanstanden. Bevor die Träger die Werkstatt verließen, sind sie sämtlich einer Probelastung unterzogen worden. Das Schema der hierzu gewählten Vorrichtung ist in Abb. 8 unten rechts dargestellt. Die mit den Obergurten einander zugekehrten

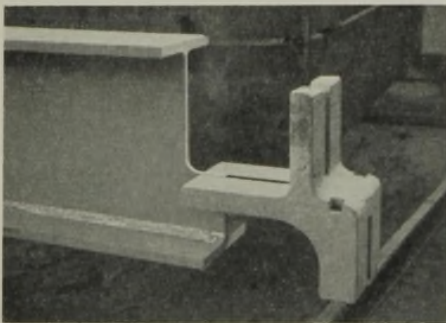


Abb. 12.

Träger wurden an den Auflagerpunkten 1, 2, 3, 4 durch Traversen so gehalten, daß die Untergurte einander parallel lagen. An den Punkten 5, 6, 7, 8 wirkten Wasserdruckpressen. Mit Hilfe dieser Anordnung war es möglich, für jeden Träger das größte rechnermäßige Moment in der Mittelöffnung, die Stützenmomente und die Momente in den Seitenöffnungen hervorzurufen. Abb. 10 zeigt die Vorrichtung in der Werkstatt bei Belastung der Mittelöffnung. Die Traversen 2 und 3 liegen an, die Pressen 6 und 7 sind angepumpt. Die Pressen 5 und 8 sind nicht in Tätigkeit, ebenso sind die Traversen 1 und 4 für diesen Belastungsfall entbehrlich. In Abb. 10 ist die Verformung an der nicht mehr parallelen Lage der Untergurte zu der Abschnürung auf beiden Seiten des Trägerpaares deutlich zu erkennen. Das abgebildete Trägerpaar ist bis zu einer Spannung von  $1680 \text{ kg/cm}^2$  in Trägermitte versuchsweise angepumpt worden. Irgendwelche Mängel haben sich nicht gezeigt. Nach Durch-

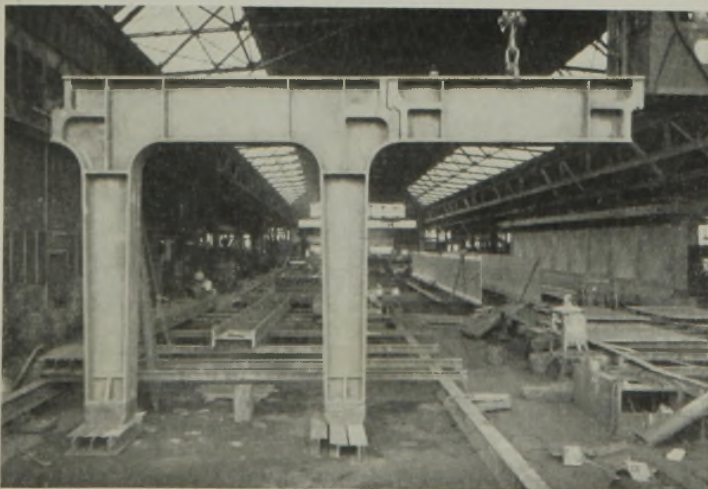


Abb. 13.



Abb. 11.

führung der Probelastung sind die zwischen den Enden  $30,6 \text{ m}$  langen Träger in einem Stück zur Baustelle geschafft. Ein Teil der Montage ist in Abb. 11 dargestellt, wo man die Form der Träger nochmals gut erkennen kann.

Die Seitenansicht des Rahmens mit dem Koppelträger zeigt die untere Hälfte der Abb. 8. Der Rahmen ist aus drei Stegblechen zusammengesetzt, eines für den Riegel mit den vorkragenden Enden, zwei für die Beine. An der Stelle  $A-B$  und  $C-D$  stoßen die Bleche gegen ein durchgestecktes Breitflacheisen  $400 \cdot 40$ , mit dem sie verschweißt sind. Die untere Gurtung  $400 \cdot 40$  ist in einem Stück gebogen. Die Gurtungen sind sowohl bei den Rahmen wie bei den Koppelträgern aus Dörnen'schen Breitwulsteisen gebildet. Stößt man Stegblech und Gurtung stumpf gegeneinander, so verbleibt zwischen den beiderseitigen Kehlnähten eine Fuge. Das Breitwulsteisen ermöglicht in Verbindung mit dem zugeschärften Stegblech ein fugenloses Durchschweißen bei großem Öffnungswinkel. Ein Querschnitt durch die so entstehende X-Naht zwischen Steg und Gurtung ist als Einzelzeichnung in Abb. 8 wiedergegeben. Der Riegel des Rahmens hat noch vier senkrechte Aussteifungen  $170 \cdot 30$  erhalten. Die Füße des Rahmens sind mit angeschweißten Verstärkungsrippen versehen zur besseren Druckübertragung auf die Kugelgelenke, die mit Hilfe von Ausgleichplatten die genaue Höhenlage erhalten. Bemerkenswert ist die Lagerung der Koppelträger auf den Rahmen nach einem Vorschlage der Firma Dörnen. Die eigentlichen Stahlgußkörper der Lagerplatten sind mit je drei angegossenen Lappen oder Rippen versehen, die so weit mittig aufgeschlitzt wurden, daß sie auf das entsprechende bearbeitete Stegblech (links der Zeichnung in Abb. 8) aufgeschoben werden können. Die Lagerkörper sind also an der in der Zeichnung (Mitte) schraffierten Stelle nicht geschlitzt, sondern haben hier Fleisch auf die volle Tiefe, so daß sie gewissermaßen auf dem Stegblech reiten. Die Kanten der Schlitz sind gebrochen, um die Lagerkörper überall mit dem Stegblech und den Gurtungen verschweißen zu können. Das feste Lager hat im unteren Teil zwei äußere Nocken erhalten, die in entsprechende Aussparungen des oberen Teiles eingreifen, so daß ein Tangentialkipplager entsteht, während beim losen Lager diese Nocken Spielraum in den Aussparungen haben, wodurch die Wirkung eines Gleitlagers eintritt. Abb. 12 zeigt einen Lagerkörper vor dem Aufschieben auf das Trägerende. Abb. 13 gibt noch die in der Werkstatt aufgenommene Ansicht eines Rahmens mit Koppelträger wieder, endlich Abb. 14 die Seitenansicht des fertigen Bauwerks und Abb. 15 einen Durchblick durch die Unterführung, im Hintergrunde der Teil B im alten Zustande. Der



Abb. 14.



Teil B ist von der dem Bilde abgekehrten Seite zum Umbau in Angriff genommen. Wie schon bei den Deckenträgern erwähnt, sind die Bau-schwierigkeiten dieses Teiles wegen der Rücksichtnahme auf die alte und die neue Gleislage größer als bei dem bereits fertiggestellten Teile A. So wird es z. B. in einzelnen Baustadien erforderlich, daß die eingehängten Träger der Stützenreihen zwar an ihrem einen Ende ihre endgültige Lagerung auf dem Kragarm des jeweils letzten Rahmens finden, während der nächstfolgende Rahmen wegen eines noch im Betriebe befindlichen alten Überbaues zunächst nicht aufgestellt werden kann, so daß die eingehängten Träger an ihrem anderen Ende eine einstweilige Abstützung durch einen behelfmäßigen eisernen Bock erhalten müssen.

Die geschweißten Stützenreihen für den Teil A sind von der Firma Dörnen, der die Entwurfsbearbeitung der Stahlkonstruktion oblag, geliefert. Die Decke des Teiles A enthält 33 Stück geschweißte Träger. 6 dieser Träger sind ebenfalls aus der Werkstatt der Firma Dörnen hervorgegangen, 20 von Hein, Lehmann & Co. und 7 von der Eikomag, Düsseldorf, ausgeführt. Für den Teil B hat Dörnen die Stützenreihen in Auftrag, die Deckenträger werden zum größeren Teil von Hein, Lehmann & Co., zum kleineren von A. Bleichert erstellt.

Bemerkt sei zum Schluß, daß wir beim Bau des dritten und vierten Gleises zwischen Düsseldorf und Duisburg in diesem Jahre mehrere Straßenüberführungen herstellen, deren Decken aus geschweißten Trägern in Beton gebildet werden. Es handelt sich um Träger, die über zwei und drei Öffnungen durchlaufen. Die längsten dieser Träger, die drei Öffnungen überbrücken, haben, zwischen den Enden gemessen, Längen von rd. 50 m. Stöße sind in den Gurtplatten nicht vorhanden; die Träger werden als Ganzes von der Werkstatt bis zur Baustelle gefahren. Da die drei Öffnungen in diesem Falle ungefähr gleiche Lichtweite haben,

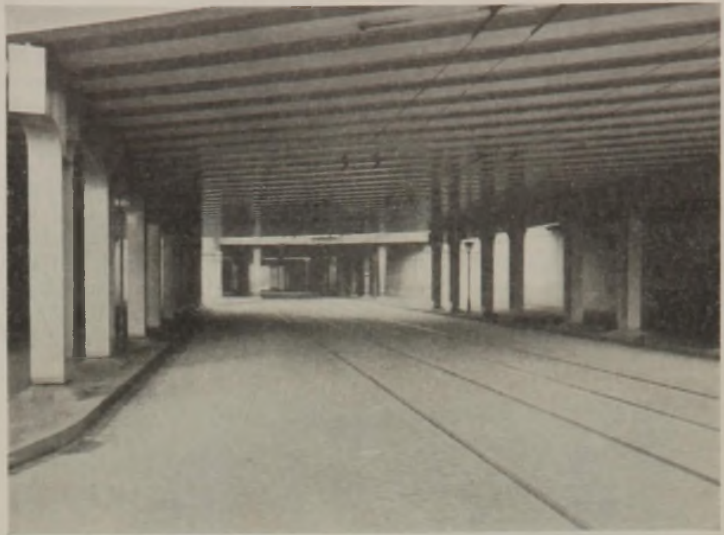


Abb. 15.

kann ein Abheben der Enden bei Belastung der Mittelöffnung nicht eintreten. Besondere Maßnahmen zur Verhinderung des Abhebens entfallen also hier; die dachförmige Neigung des Obergurtes der Träger läuft von der Mitte ab nach beiden Enden ohne Knickung geradlinig durch.

Alle Rechte vorbehalten.

### Die Hubbrücke über die alte Maas bei Spykenisse (Holland).

Von Oberingenieur W. Ingenerf, Dortmund.

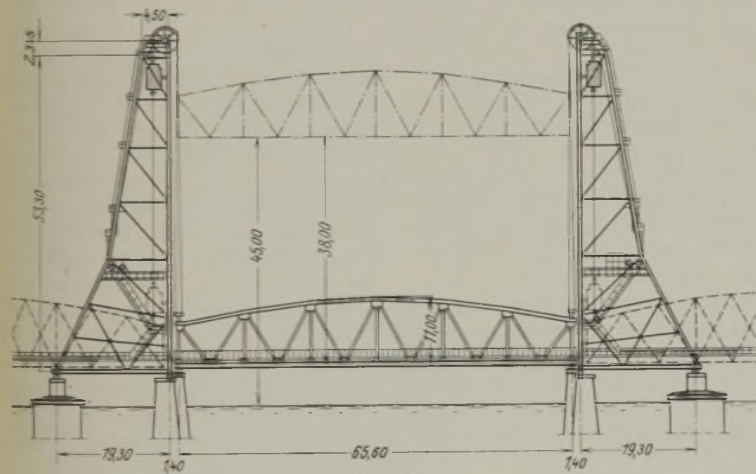


Abb. 1:

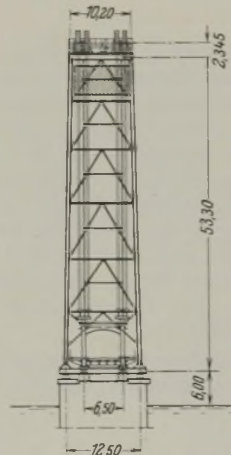


Abb. 2.

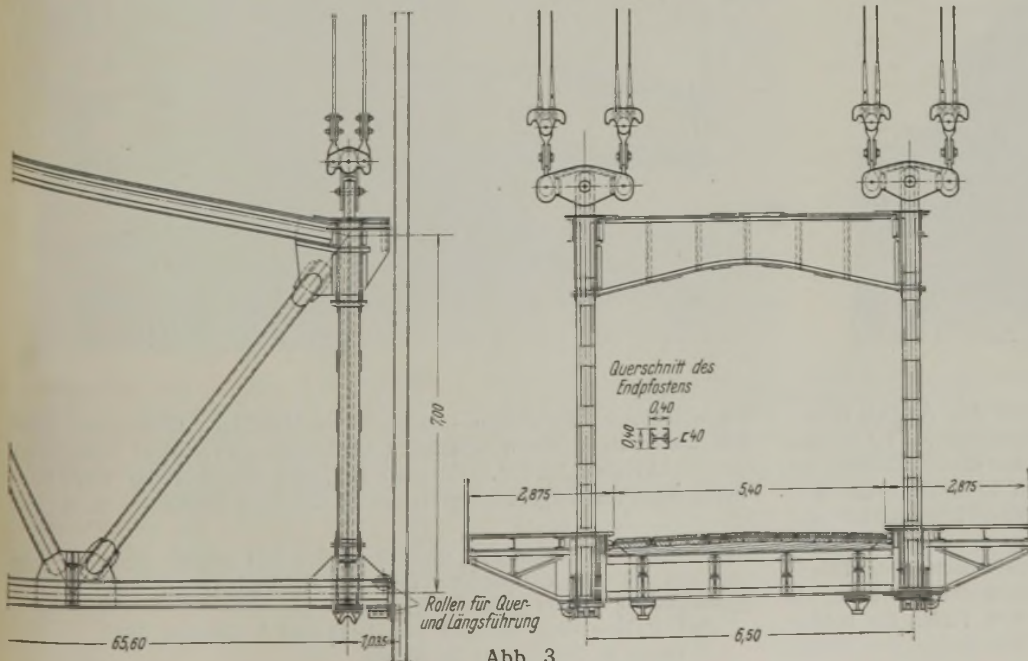


Abb. 3.

In den europäischen Brückenbau haben Hubbrücken mit größeren Stützweiten und Hubhöhen verhältnismäßig spät Eingang gefunden. Nachdem in Amerika in den letzten vier Jahrzehnten schon eine größere Anzahl von Hubbrücken erbaut war, wurde in Europa die erste große Hubbrücke durch den Amerikaner Waddell 1916 bei Rostow (Rußland) über den Don gebaut (64 m Stützweite und 40 m Hubhöhe<sup>1)</sup>).

Im Jahre 1926/27 folgte Holland mit dem Bau der Eisenbahn-Hubbrücke über den Königshafen bei Rotterdam (54 m Stützweite und 41 m Hubhöhe<sup>2)</sup>). Schon sehr bald darauf — 1930/31 — wurde in Holland der Bau einer weiteren großen Hubbrücke bei Barendrecht mit 67,32 m Stützweite und 40,34 m Hubhöhe in Angriff genommen<sup>3)</sup>.

England erhielt dann die größte europäische Hubbrücke 1932/33. Die zwischen Middlesborough und Durham in einen Brücken-zug von insgesamt 1100 m Länge eingebaute, über den Tees führende Hubbrücke hat eine Stützweite von 82,3 m und eine Hubhöhe von 31,5 m<sup>4)</sup>.

1933/34 wurde mit dem Bau der ersten deutschen Hubbrücken über die Peene bei Karnin<sup>5)</sup> und über die Rethe bei Hamburg begonnen, nachdem schon einige Jahre vorher Entwürfe für Hubbrücken bei Bremerhaven<sup>6)</sup> und über den Stadthafen in Düsseldorf bearbeitet waren, die aber nicht zur Ausführung gekommen sind.

<sup>1)</sup> Näheres in dem Buche „Bridge Engineering“ von Dr. Waddell.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1927, Heft 35, S. 489; Z. d. VdI 1929, Heft 45, S. 1597; De Ingen. 1927, Nr. 6, S. 89; Werkszeitung der Gutehoffnungshütte 1927, Nr. 5 u. 23.

<sup>3)</sup> Bautechn. 1932, Heft 44, S. 593; De Ingen. 1932, Nr. 25, S. 104.

<sup>4)</sup> Z. d. VdI 1932, Nr. 51, S. 1250; Surveyor 15. Juli 1932, S. 43; The Engineer Nr. 4077/78, März 1934.

<sup>5)</sup> Bautechn. 1934, Heft 7, S. 76.

<sup>6)</sup> Bautechn. 1930, Heft 25, S. 380.



In Holland wurde inzwischen — gegen Ende 1933 — der Bau der dritten großen Hubbrücke über die alte Maas bei Spykenisse zu Ende geführt. Die neue Hubbrücke (Abb. 1 u. 2), die in ihrer äußeren Form sehr an die Rotterdamer Königshafenbrücke erinnert, wurde gleich wie die Brücken bei Rotterdam, Barendrecht und Karnin als Ersatz für eine bestehende alte Drehbrücke gebaut.

Während die bisherige Drehbrücke zwei Durchfahrten von je 25 m l. W. hatte, erhielt die neue Hubbrücke mit 65,6 m Stützweite eine Durchfahrtsbreite von rd. 63 m bei einer lichten Durchfahrthöhe von rd. 45 m und 38 m Hubhöhe. Die Hubtürme sind 53,3 m hoch und am Fuße 19,3 m breit. Die acht Seilscheiben mit einem Stückgewicht von je 8 t und 3,5 m  $\phi$  liegen rd. 63 m über dem Wasserspiegel. Der Hauptträgerabstand der durch eine Kleinbahn befahrenen Straßenbrücke (Abb. 3) beträgt 6,5 m. Beiderseits der Hauptträger sind Fußstege von rd. 2,3 m



Abb. 5.

Breite angeordnet, so daß die Gesamtbreite der Brücke 11,15 m beträgt. Die schräg gestellten Turmwände haben einen unteren Abstand von 12,5 m und einen oberen Abstand von 10,2 m. Das Gewicht der in St 37 ausgeführten Brückenkonstruktion beträgt rd. 360 t bei einem Gesamtgewicht der mit einer hölzernen Fahrbahndecke versehenen Brücke von rd. 500 t. Die Konstruktion der beiden ebenfalls in St 37 ausgeführten Hubtürme wiegt rd. 580 t. Die Brücke ist unter Einschaltung schwerer Balanciers an 32 Stahldrahtseilen aufgehängt. Die Seile haben 46 mm  $\phi$  mit  $6 \times 64$  Drähten in Längsschlag. Bemerkenswert ist hierbei noch, daß die Seilenden beim Anschluß an die Balanciers in einfacher Weise verspleißt sind und keine vergossenen Kabelmuffen haben. Die Gegengewichte bestehen aus Blechkasten, die mit Schrottbeton gefüllt sind.

Vom Brückendeck bis zur halben Turmhöhe sind Treppen angeordnet. Von dort führen an den hinteren Pfosten der Türme Leitern bis zur Seilscheibenbühne.



Abb. 6.

Das Bewegungswerk der Brücke zeigt gegenüber dem Antrieb älterer Hubbrücken eine Reihe sehr bemerkenswerter Neuerungen. Nach dem Bau der ersten großen amerikanischen Hubbrücke durch Waddell im Jahre 1894 über den Chicago-Fluß in Chicago mit 42 m Stützweite und 43 m Hubhöhe, die mit einem einseitigen Dampfmaschinenantrieb und je zwei Satz Hub- und Niederholseilen ausgerüstet war, sind die weiteren amerikanischen Hubbrücken seit 1907 in der Mehrzahl nach einem Patent von Waddell und Harrington gebaut.<sup>7)</sup> Die Brücke wird hierbei durch Seile gehoben bzw. gesenkt, die an den Köpfen bzw. Füßen der beiden Hubtürme befestigt sind und über Scheiben an den Enden der Brücke

nach den zwei Kabeltrommeln des Bewegungswerkes gehen, das in Brückenmitte über den Obergurten der Hauptträger angeordnet ist. Auf diese Weise wird erreicht, daß die Brücke in allen Lagen, sowohl beim Heben als auch beim Senken, stets eine waagerechte Lage behält. Die Anordnung des Antriebes in Brückenmitte hat jedoch den großen Nachteil, daß der eigentliche Überbau das ganze Gewicht des Bewegungswerkes als nicht unerhebliche zusätzliche Belastung tragen muß und daß diese Lasten bei jeder Brückenbewegung mit gehoben oder gesenkt werden müssen. Hr. P. Joosting von den Holländischen Staatsbahnen hat deshalb bei der Rotterdamer Hubbrücke das Bewegungswerk einseitig in einem der beiden Hubtürme untergebracht und gleichzeitig ein System von Gleichgewichts- und Führungseilen angeordnet. Hierdurch wird in gleicher Weise wie bei dem Waddell-Harringtonschen Patent ein völlig gleichmäßiges Heben und Senken der Brücke und eine stets waagerechte Lage der Brücke erreicht, ohne daß die Hubbrücke selbst durch das Gewicht des Antriebes von etwa 100 t belastet wird und ohne daß die Gegengewichte um das gleiche Gewicht von 100 t vergrößert werden mußten. Die Joostingsche Anordnung hat sich in 7 jährigem Betriebe bei der Rotterdamer Brücke gut bewährt, und die schon erwähnte Barendrechter Hubbrücke hat deshalb nach dem Rotterdamer Vorbilde auch einen einseitigen Antrieb mit einem System von Gleichgewichts- und Führungseilen erhalten.

Bei der neuen Hubbrücke in Spykenisse hat man aber im Gegensatz zu Waddell-Harrington und Joosting zwei in den beiden Hubtürmen untergebrachte Bewegungswerke angeordnet, die durch eine „elektrische Welle“ miteinander gekuppelt sind. Die „elektrische Welle“ wurde beim Bau einer Hubbrücke zum ersten Male in Amerika bei der Missouri-Kansas- und Texas-Railroad-Brücke bei Boonville<sup>8)</sup> ausgeführt, ist aber auch in Deutschland u. a. schon beim Bau von Wehranlagen (Dörverden)<sup>9)</sup> und Verladekränen angewandt worden. Es bestehen hierüber Patente von Siemens-Schuckert und AEG. In den AEG-Mitteilungen 1933, Heft 5 (Sept.) ist ein Aufsatz von Schiebeler, Die elektrische Welle, veröffentlicht mit Beispielen einer Verladebrücke im Hafen von Piräus und einer Klappbrücke in Finnland. Ferner hat Dr.-Ing. Gewecke von den Siemenswerken in WRH 1933, Heft 16, einen Aufsatz über die

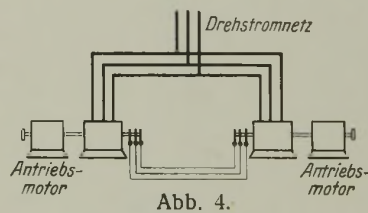


Abb. 4.

Elektrotechnische Lösung des Gleichlaufproblems bei Hafenkränen und Eisenwasserbauten veröffentlicht. Das Prinzip der „elektrischen Welle“ besteht darin, daß neben den Antriebsmotoren bei jedem Windwerk noch ein Drehstrom-Asynchron-Motor angeordnet wird, der mit der Achse der Antriebsmotoren unmittelbar gekuppelt ist. Die Ständer der beiden Ausgleichmotoren werden an das Drehstromnetz angeschlossen, während die Schleifringe dieser Maschinen miteinander durch eine dreipolige Leitung verbunden sind (Abb. 4). Wenn einer der Drehstrommotoren bewegt wird, muß sich der andere Motor in gleicher Richtung und mit vollkommen gleicher Geschwindigkeit drehen, als Folge der Ausgleichströme, die in den Ständer- und Läuferwicklungen fließen.



Abb. 7.

Die Wirkung ist die gleiche, als ob beide Maschinen miteinander durch eine mechanische Welle verbunden sind, und man spricht deshalb von der „elektrischen Welle“. Für den Fall, daß es notwendig wird, beide Windwerke vorübergehend getrennt arbeiten zu lassen — z. B. zum

<sup>7)</sup> Auch die Hubbrücke über den Don bei Rostow und die neue englische Hubbrücke über den Tees bei Middlesborough sind nach dem Waddellschen System gebaut.

<sup>8)</sup> Eng. News-Rec. vom 26. Mai 1932 und 5. Oktober 1933.

<sup>9)</sup> Bautechn. 1933, Heft 25, S. 323.



Ausgleich ungleicher Dehnungen der Hubseile — kann die elektrische Kupplung der Windwerke in einfacher Weise durch Umschaltung aufgehoben werden.

Die Windwerke in Spykenisse werden durch 55-PS-Gleichstrom-Motoren angetrieben. Der Strom wird durch einen Umformer geliefert, der den Drehstrom aus dem Elektrizitätsnetz in Gleichstrom umformt. Als Reserve sind noch Benzinmotoren vorgesehen.

Die Bewegungswerke sind in beiden Türmen in etwa 11 m Höhe über dem Brückendeck auf offenen Bühnen angeordnet. Sämtliche Motoren usw. sind gekapselt. Luftdruckbremsen mit den dazugehörigen Kompressoren wie bei einer Reihe anderer Hubbrücken sind hier nicht vorgesehen. Dafür sind normale Backenbremsen angeordnet, die durch Bremsmotoren gelüftet werden. Die Bedienung beider Antriebe geschieht von einem Maschinenhaus aus, das in dem östlichen Turm untergebracht ist.



Abb. 8.

Die durch die Firma Kloos en Zonen in Kinderdyk gelieferte Turmkonstruktion wurde mit Hilfe eines 50 m hohen Turmkranes aufgestellt, der auf den Obergurten der beiden anschließenden seitlichen Überbauten Platz fand. Die beiden Unterteile der beiden Türme (je 125 t) wurden auf dem Fabrikgelände in Kinderdyk bis zu einer Höhe von 20 m fertig zusammgebaut, mit zwei Schwimmkränen auf zwei Schuten verladen, zur Baustelle nach Spykenisse gebracht und dort wieder mit zwei Schwimmkränen in einer Betriebspause von je 1 Std. 10 min auf die Pfeiler abgesetzt. Die Aufstellung des 50 m hohen Montagemastes geschah ebenfalls mit Hilfe eines Schwimmkranes, dessen

Hubhöhe nur 39 m betrug, während der Schwerpunkt des Mastes etwa 45 m über dem Wasserspiegel liegen sollte. Um den Schwerpunkt des Mastes künstlich tiefer zu legen, wurde der Mast am Fuß vorübergehend mit 12 t Ballast beschwert. Die Montage der Türme konnte mit Hilfe der angegebenen Mittel in einer Rekordzeit ausgeführt werden. Fünf Tage nach dem Absetzen des Unterteils eines Turmes auf die Pfeiler war die Aufstellung und Abfangung des Kranes beendet. Drei Wochen später war das letzte Kabelrad von 3,5 m  $\phi$  des ersten Turmes in einer Höhe von 65 m montiert. Für die



Abb. 9.

Aufstellung des zweiten Turmes wurden die gleichen Zeiten gebraucht (Abb. 5). Dabei konnte der Kleinbahn- und Straßenverkehr unter der Arbeitsstelle dauernd ungehindert durchgehen. Die je 250 t schweren Gegengewichte wurden in einer Höhe von 60 m betoniert.

Die eigentliche Hubbrücke wurde auf der Werft von Penn & Bauduin in Dordrecht mit Holzdeck und Fußwegen am Ufer fertig zusammgebaut und dann über Verschubbahnen auf zwei Schiffe gefahren. Mit Hilfe von Voll- und Leerpumpen der Schiffe und unter Ausnutzung von Ebbe und Flut wurde die 67 m lange Brücke auf genügende Höhe

(10 m über Wasser) gebracht (Abb. 6 u. 7), um an der Baustelle über der vorhandenen Drehbrücke eingefahren und an die Hubseile angehängt werden zu können.

Auf dem Wege von Dordrecht zur Baustelle ergab sich noch eine besondere Schwierigkeit, weil die 67 m lange Brücke durch die nur 54 m weite Durchfahrt der Hubbrücke bei Barendrecht gebracht werden mußte (Abb. 8). Das nur schwer zu manövrierende Gefährt mußte unter äußerster Vorsicht schief durch die Durchfahrt geleitet werden.

An der Baustelle wurde die Brücke mit eintretender Flut an die Hubseile angeschlossen (Abb. 9 u. 10), und nach Eintritt der Ebbe konnten die Schiffe unter der frei hängenden Brücke herausgezogen werden.

Nach Ausführung einer genügenden Zahl Proben wurde die in drei Teile zerschnittene alte Drehbrücke mit Hilfe von zwei Schwimmkränen ausgebaut und der alte Drehpfeiler entfernt.



Abb. 10.

Abb. 11 zeigt eine Gesamtaufnahme der Brücke.

Die durch die „N. V. Bouw- en Montagebedryf“ in Rotterdam ausgeführte Montage verlief ohne die geringste Störung planmäßig.

Sämtliche Lieferungen für die Brücke und der Bau der Brücke sind fast ausschließlich von holländischen Firmen ausgeführt, während früher an dem Bau größerer beweglicher Brücken in Holland ausländische, vorzugsweise deutsche Firmen beteiligt waren. Auch die Stahldrahtseile, die z. B. noch für die Rotterdamer Brücke von deutschen und englischen



Abb. 11.

Firmen bezogen wurden, sind von der holländischen Firma C. de Haan in Gorinchem geliefert worden.

Der Entwurf für das Bewegungswerk stammt von den Firmen Figée in Haarlem und Heemaf in Hengelo. Die Anregung zur erstmaligen Ausführung der „elektrischen Welle“ in Holland wurde durch das Brückenbüro des Rykswaterstaats gegeben.

Die holländische Industrie hat mit dem Bau der großen neuen Hubbrücke über die alte Maas bei Spykenisse einen hervorragenden Beweis eigenen Könnens erbracht.







Bei länger dauernden Brückenöffnungen stauten sich die Straßenbahnwagen und sonstigen Fahrzeuge an beiden Ufern in langer Reihe an. Beispielsweise wurden gelegentlich bei einer Brückenöffnungszeit von 12 min nicht weniger als 121 wartende Fahrzeuge (ohne Fahrräder) gezählt.

Während der häufigen Instandsetzungsarbeiten der bereits 40 Jahre alten Brücke mußte sie teilweise oder ganz für den Fahrverkehr gesperrt werden.

Die stark gekrümmte und unübersichtliche enge östliche Auffahrt erschwerte den Verkehr stark und ließ Begegnung größerer Lastwagen nicht zu. Durch gründliche Instandsetzung, Einführung des Schleppezwanges für die Schiffe beim Durchfahren der Brücke und durch häufigeres Öffnen der Brücke (zweimal stündlich in den Tagesstunden) hatten die Verkehrsstörungen zwar gemildert werden können; die Verkehrsgefahren bestanden aber unvermindert fort. Es war auch damit zu rechnen, daß mit dem Abebben der Wirtschaftskrise und in seinem Gefolge mit der Neubelebung des Verkehrs die Verkehrsstockungen wieder unerträglich werden würden.

Da weitere durchgreifende Verbesserungen im Zustand und Betrieb der Brücke nicht mehr möglich waren, mußte sie durch eine neue, den heutigen Verkehrsanforderungen entsprechende ersetzt werden.

## 2. Lage der neuen Brücke.

Unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse waren zwei Hauptlösungen möglich, und zwar:

1. unter Verlegung der Hamburger Straße weiter nördlich,
2. im bisherigen Zuge der Hamburger Straße an der Stelle der alten Brücke oder in ihrer nächsten Nähe.

Hierbei waren wieder drei Unterlösungen möglich, und zwar:

- a) nördlich neben der alten Brücke,
- b) südlich neben der alten Brücke,
- c) im Zuge der alten Brücke.

Eingehende Untersuchungen haben ergeben, daß von diesen Lösungen Lösung 2c) die günstigste ist (Abb. 5).

Dadurch, daß die neue Brücke im Gegensatz zur alten schräg (nur  $74\frac{1}{2}^\circ$  statt  $90^\circ$ ) über die Einfahrt zum östlichen Bahnhofofkanal gelegt ist, wurde erreicht, daß der Krümmungshalbmesser auf dem Ostufer auf 85 m gegenüber bisher 20 m erhöht werden konnte.

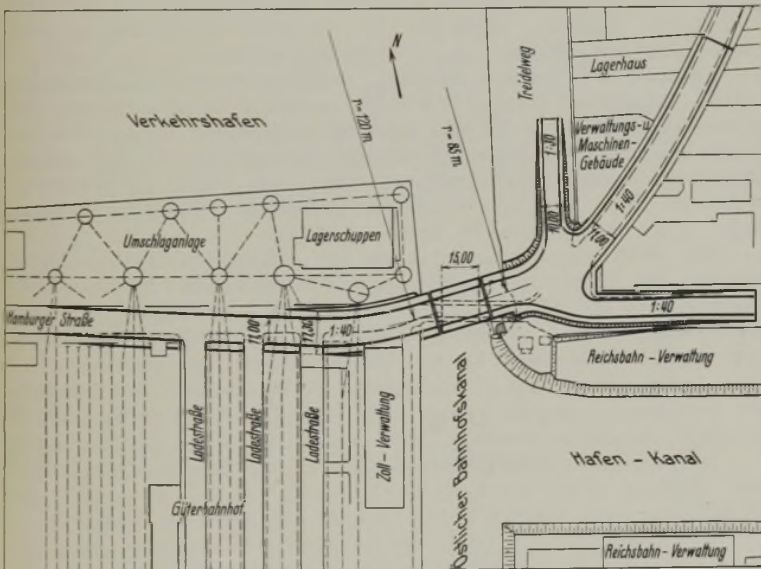


Abb. 5.

## 3. Durchfahrtabmessungen.

### a) Durchfahrthöhe.

Die bisherige Brücke hatte nur 2,10 m Lichthöhe über dem mittleren und sogar nur 1,25 m Lichthöhe über dem höchsten Hafenwasserstand (s. Abb. 3). Wegen dieser geringen Lichthöhe konnten, wie bereits gesagt, selbst kleinere Kähne und Schuten — eine leere 100-t-Kastenschute, wie sie im Hafen Hamburg üblich ist, liegt z. B. etwa 2,30 m über dem Wasser — nicht die geschlossene Brücke durchfahren. Die Folge war, daß sie für fast alle Schiffe geöffnet werden mußte.

Die neue Brücke so hoch zu legen, daß auch Dampfer mit hohen Aufbauten und Segelschiffe mit feststehenden Masten unter ihr hindurchfahren konnten, war praktisch unmöglich. Sie mußte demnach wie die alte beweglich sein.

Auch bei der neuen Brücke konnte man also nicht ganz ohne Brückenöffnungen auskommen. Es mußte aber eine möglichst große Anzahl Schiffe die geschlossene Brücke durchfahren können, damit die Anzahl der Brückenöffnungen auf ein für den Straßenverkehr erträgliches Maß herabgesetzt wurde.

Da an der Brücke die Anzahl der Binnenschiffe bei weitem überwiegt und etwa 75 bis 80% der Gesamtzahl ausmacht, wurden für sie in Übereinstimmung mit den Wünschen der Schifffahrtinteressenten 4 m lichte Durchfahrthöhe (UK = + 6,00 m NN) vorgesehen, wie sie an Binnenschiffahrtstraßen für feste Brücken üblich sind. Danach brauchte die neue Brücke nur noch für die restlichen 20 bis 25% Küsten- und Seeschiffe geöffnet zu werden.

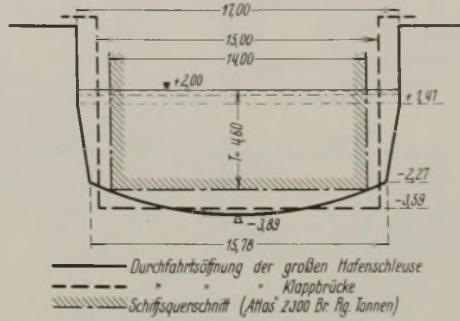


Abb. 6.

im Entwurf angestrebten 75 bis 80% der Gesamtschiffahrt werden aber nicht annähernd erreicht.

Eine Tieferlegung der Hafensohle an der Brücke war nicht erforderlich, da die Wassertiefe ausreicht für alle Schiffe, die die Große Hafenschleuse durchfahren können (Abb. 6).

### b) Durchfahrtweite.

Die bisherige, 14,60 m weite Brückendurchfahrt war durch eine unter Wasser vorspringende Spundwand und einen infolgedessen ausgelegten Schwimmbalken auf 12,70 m eingeengt (s. Abb. 3). Für die neue Brücke wurden von den Schifffahrtinteressenten mit Rücksicht auf die wachsende Breite der Schiffe, und damit große Schwimmkranne (Blohm & Voß = 13,10 m) ungehindert durchfahren können, mindestens 15 m Durchfahrtweite gefordert. Erwünscht schienen ihnen aber 17 m Lichtweite.

Eine Nachprüfung anhand der im Handbuch der deutschen Handelsmarine, Jahrgang 1930, angegebenen Schiffsabmessungen hat ergeben, daß die der Brücke vorgelagerte Hafenschleuse wegen des Anlaufs ihrer Kammerwände und wegen ihrer geringen seitlichen Tiefe nur für beladene Fahrzeuge bis höchstens 14 m Breite in Frage kommt. Abb. 6, in die der flachgehendste, 14 m breite Dampfer eingetragen ist, zeigt, daß er vollbeladen die Schleuse schon nicht mehr ungehindert benutzen kann. Die meisten, ebenso breiten Schiffe haben noch erheblich größeren Tiefgang. Die Brücke ist daher mit 15 m Lichtweite für mindestens ebenso große Schiffe geeignet wie die Schleuse. Mit Begegnungsverkehr in der Brückenöffnung brauchte nach den bisherigen Erfahrungen, und da ein zukünftiges starkes Anwachsen der Schifffahrt durch die Brücke mit Rücksicht auf die bereits vorhandene dichte Besiedlung des Östlichen Bahnhofofkanals und des Hafenkanaals kaum zu erwarten ist, nicht gerechnet zu werden. Demgemäß hat die Brücke 15 m Lichtweite erhalten.

## 4. Eiserner Überbau.

### a) Brückensystem.

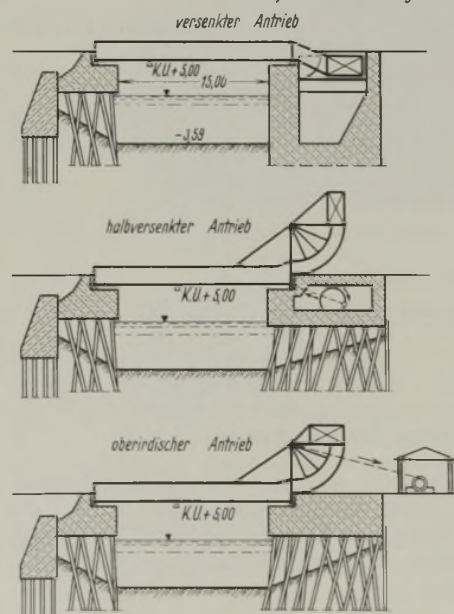


Abb. 7. Scherzer-Klappbrücke.

Als System für den neuen Überbau ist eine einarmige Klappbrücke in der Bauart von Scherzer als die wirtschaftlich und technisch beste Lösung ausgeführt (geringe Bauhöhe, rasche Freigabe der Durchfahröffnung, größte Betriebssicherheit, geringe Inanspruchnahme von Ufergelände, geringe Bau-, Betriebs- und Unterhaltungskosten<sup>2)</sup>.

Für die Anordnung der Gegengewichte waren die in Abb. 7 dargestellten drei Lösungen möglich:

- a) Gegengewicht und Antrieb versenkt,

<sup>2)</sup> S. Hütte, 25. Aufl., Bd. III, S. 1116 u. 1117.



- b) Gegengewicht oberirdisch und Antrieb versenkt und  
c) Gegengewicht und Antrieb oberirdisch.

Zu a): Der Rollsektor ist klein, daher statisch ungünstig. Die wasserdichte Ausführung und Unterhaltung des tief liegenden Antriebskellers macht Schwierigkeiten. Schnee und Straßenschmutz fallen in den unter dem Fahrdamm angeordneten Antriebskeller und verschmutzen ihn und die Antriebe. Die Kosten sind größer als bei den anderen Lösungen.

Diese Nachteile überwiegen den Vorteil der günstigen architektonischen Wirkung. Von dieser Lösung mußte daher abgeraten werden.

Zu b) und c): Lösung c) hat gegenüber b) den Nachteil, daß die beiden Antriebhäuschen für die Zahnstangen im Zuge der Gehwege liegen (Abb. 8a). Der Gehverkehr muß in ungünstiger Weise um sie herumgeführt werden. Soll dieser Nachteil vermieden werden, so müssen die Hauptträger der Brückenfahrbahn weiter auseinander gerückt und die Gehwege zwischen ihnen angeordnet werden (s. Abb. 8b). Die Folge sind längere und höhere Querträger, höhere Rampen und breitere Widerlager und daher erhebliche Mehrkosten.

Das nördliche Antriebshaus stört zudem wegen der Krümmung der Straßenrampe die Übersichtlichkeit und ist für den Verkehr hinderlich.

Der Antriebskeller bei Lösung Abb. 7b ist flach und liegt über dem Hafengewässer. Er ist allseitig geschlossen, so daß er nicht durch den Straßenverkehr und Schnee verschmutzt werden kann.

Die Lösung Abb. 7b hatte nach vorstehendem gegenüber Lösung Abb. 7c einige Vorteile. Ihr ist daher der Vorzug gegeben.

Aus architektonischen Gründen sind in Anlehnung an die Ausführung der beiden neuen Klappbrücken in Bremerhaven<sup>3)</sup> vollwandige Hauptträger angeordnet. Auch sonst ist auf eine architektonisch gefällige Gestaltung der Brücke besonders Wert gelegt, vor allem bei der Gestaltung des Wälzsektors und des Gegengewichts sowie bei der Durchbildung des Antriebshauses (s. Abb. 26 u. 27).

Die Stützweite der Brücke beträgt 21 m.

#### b) Brückenbreite.

Die Breite der Brückenbahn ist nach den Vorschriften in DIN 1071 festgesetzt. Die Fahrbahn ist wegen des großen Verkehrs und da zwei Straßenbahngleise über die Brücke führen, vierspurig ausgeführt und  $4 \times 2,5 + 1,0 = 11$  m breit. Damit wird sie erheblich breiter als der übrige Straßenzug. Da dieser aber in naher Zukunft ebenfalls verbreitert werden muß und dann sicherlich einschließlich der übrigen Brücken nicht schmaler angelegt wird, war die vorgesehene Breite wirtschaftlich gerechtfertigt.

Die beiderseitigen Gehwege sind den Erläuterungen zu DIN 1071 entsprechend je  $3 \cdot 0,75 = 2,25$  m breit gewählt.

#### c) Bauliche Durchbildung.

Die Brückenbahn *BB* (s. Abb. 9) liegt unten, so daß für die Bauhöhe allein die Querträgerhöhe maßgebend war. Die beiden Haupt-

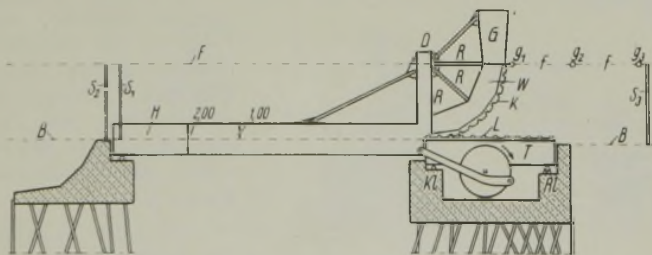


Abb. 9. System der Klappbrücke.

träger *H* sind zwischen der Fahrbahn und den Gehwegen angeordnet. Sie sind einwandig, 2 m hoch, haben 12,46 m gegenseitigen Achsabstand und ragen 1 m hoch aus den Gehwegen hervor. Ihre Fortsetzung bilden die ebenfalls einwandigen Wälzkörper. Diese stellen je eine Viertelkreisfläche mit 5 m Halbmesser dar.

<sup>3)</sup> S. Bautechn. 1928, Heft 45, S. 668.

Der Wälzkörper besteht aus dem polygonalen Rollkranzträger *W* von 1,5 m Mindesthöhe und drei nach dem Kreismittelpunkt führenden Stäben *R*. Die Rollkranzträger sind an ihrem Umfang mit Stahlgußkranzen *K* bekleidet. Diese rollen sich auf ebensolchen Laufschiene *L* der Rollbahnträger *T* ab. Die Schienen *L* tragen beiderseitig der eigentlichen Lauffläche eine Verzahnung. Diese greift in Zahnluken der Rollkranze ein und verhindert waagerechte Verschiebungen der Brücke auf der Rollbahn. Der größte Druck im Berührungspunkte zwischen Rollkranz und Rollbahn beträgt bei Wind je Brückenseite 350 t.

Der Wälzkörper trägt den Gegengewichtskasten *G*. Er ist dem Hauptträgerabstand entsprechend 12,4 m lang, ferner 3,7 m hoch, im Mittel rd. 2,0 m breit und mit Schrottbeton vom spezifischen Gewicht 4,2 gefüllt.

Das Gegengewicht ist so angeordnet, daß der Gesamtschwerpunkt der Brücke in den Mittelpunkt des Rollkreises fällt. Die Brücke befindet sich also im indifferenten Gleichgewicht und ist in jeder Stellung vollkommen ausgeglichen, abgesehen von einem Übergewicht von 1,5 t, das dem freien Brückenende aus Sicherheitsgründen gegeben worden ist. Ein angemessener Anteil des Gegengewichts ist als Schrott ohne Betonfüllung auswechselbar angebracht, um es Gewichtsveränderungen der Brücke anpassen zu können, wie sie z. B. durch den veränderlichen Wassergehalt des Holzbohlenbelages entstehen können.

Die Querträger sind in 4 m Abstand angeordnete Blechträger von 0,82 m Höhe in Brückenachse. Entsprechend dem Quergefälle der Brücke nimmt die Höhe nach außen auf 0,70 m ab. Zur Unterstützung der Fahrbahnabdeckung dienen elf Längsträger (s. Abb. 27). Darauf liegen eichene Querschwellen 22/22 cm mit 80 cm Abstand und auf diesen der 13 cm dicke Längsbohlenbelag (Spessarteiche, spez. Gewicht 1,1 bis 1,2) und die 15,4 cm hohen Straßenbahnschienen. Der Längsbohlenbelag ist mit einem 2,6 cm dicken Hanfseilgurtbelag versehen (Gewicht der nackten Gurte 22 kg/m<sup>2</sup>, Gewicht der Gurte einschließlich Befestigungsnägel und Schutzschicht aus Asphalt und Splitt = 37 kg/m<sup>2</sup>), wie er sich bei starkem Verkehr in Duisburg-Ruhrort und auch anderorts gut bewährt hat.

Die beiderseitigen Gehwege sind seitlich ausgekragt und haben einen 6 cm dicken Belag aus Eichenbohlen erhalten.

In der Untergurtebene der Hauptträger liegt ein Windverband (s. Abb. 27). Beim Übergang vom Hauptträger zum Wälzkörper ist zur Überleitung der Windkräfte ein doppelter Querrahmen ausgebildet (s. Abb. 26). Die Wälzkörperstäbe sind so bemessen, daß bei geöffneter Brücke die gesamten Windkräfte bei 150 kg/m<sup>2</sup> Winddruck in jeder Stellung auf die Rollbahn übertragen werden können.

Die beiden Rollbahnen sind auf genieteten, in den Maschinenkeller bündig versenkten Trägern *T* (s. Abb. 9) von 7,50 m Stützweite und 1,50 m Höhe gelagert. Zur Aufnahme der Seitenkräfte hat der Obergurt dieser Träger eine verbreiterte Lamelle mit Saumwinkeln und in geeigneten Abständen Aussteifungen erhalten. Jeder Träger besitzt im Maschinenkeller ein festes Kipplager *KI* und ein Rollenlager *RI* und ist am Kipp-lager in der Längsrichtung im Beton verankert.

Die Brückenklappe kann bis zu 86° aufgedreht werden. Dabei wandert der Segmentmittelpunkt um 7,50 m landwärts. In dieser Endstellung gibt die Klappe die Durchfahröffnung vollständig frei. Bei geschlossener Brücke ist unter dem Gegengewicht und den Querriegeln 5 m lichte Durchfahrhöhe für die Straßenfahrzeuge vorhanden.

Der Berechnung des Überbaues sind die Belastungen nach DIN 1072 für Bauklasse I zugrunde gelegt. Die zulässigen Beanspruchungen und sonstigen Berechnungsannahmen sind gemäß DIN 1073 und 1074 gewählt.

Die Hauptträger einschließlich Wälzkörper, die Quer- und Längsträger der Fahrbahn sowie die Rollbahnträger sind aus St 52 hergestellt, die übrigen Eisenteile aus St 37. Die Lagerteile bestehen aus Stahlguß.

Der Fahrdrat *F* (s. Abb. 9) der elektrischen Straßenbahn ist auf der Brücke am Gegengewichtskasten *G* und an einem Stahlrohrrahmen *S*<sub>1</sub> aufgehängt, auf den Widerlagern an je einem weiteren Stahlrohrrahmen *S*<sub>2</sub> und *S*<sub>3</sub>. Durch diese leichte Ausführung ist erreicht, daß das Brückenbild durch die Oberleitung möglichst wenig gestört wird (s. Abb. 9).

Der Abstand zwischen den beiden Aufhängepunkten auf der Ostseite am Gegengewichtskasten und am Stahlrohrrahmen auf dem Widerlager verringert sich beim Aufklappen der Brücke. Der Fahrdrat *f* der Straßenbahn hat daher drei Gelenke *g*<sub>1</sub>, *g*<sub>2</sub> und *g*<sub>3</sub> erhalten (s. Abb. 9). Mit ihrer Hilfe sinkt er (*g*<sub>2</sub>) beim Aufklappen der Brücke auf die Straße herunter. Dadurch, daß er selbsttätig außer Strom gesetzt wird, ist die Möglichkeit von Betriebsunfällen durch Berühren des Drahtes vermieden.

#### 5. Maschinelle Einrichtung.

Der die Klappbewegung der Brücke hervorruftende Kurbelantrieb mit zwei Totlagen ist der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg (MAN) patentiert und in dieser Form hier zum ersten Male angewandt worden. Er bietet folgende Hauptvorteile:

1. Durch die Totlage bei offener Brücke ist diese ohne weiteres selbsttätig verriegelt und der Antrieb entlastet.
2. Durch die Totlage bei geschlossener Brücke setzt diese sich auf rein mechanischem Wege sanft und stoßfrei auf ihre Auflager.



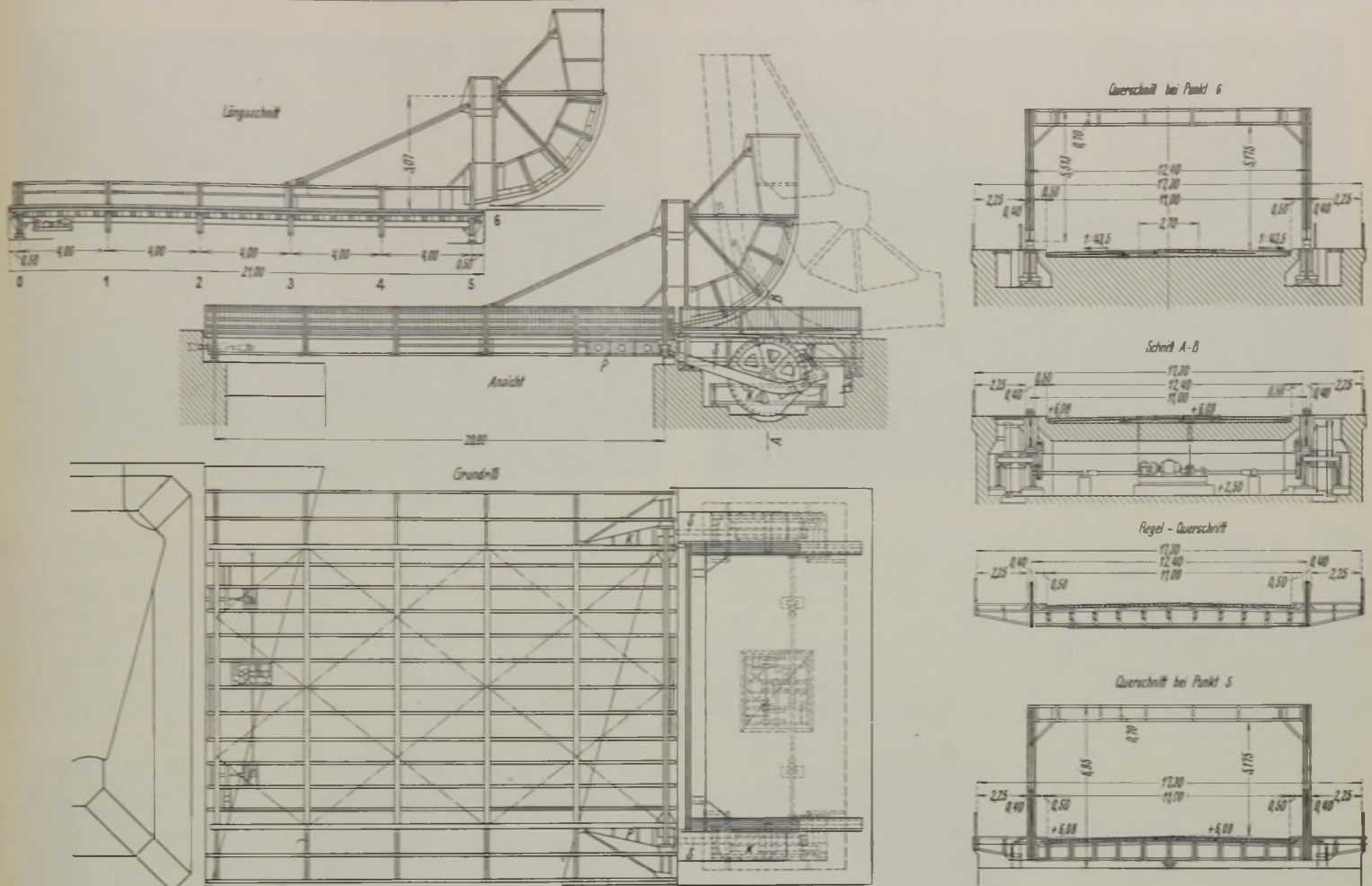


Abb. 10.

3. Durch die beiden Totlagen und die Endgeschwindigkeit gleich Null werden die Beschleunigungskräfte und damit die Beanspruchung der Brücke und ihrer Antriebe geringer als beim Zahnstangenantrieb.
4. Während bei Scherzerbrücken mit gewöhnlichem Antrieb eine lange, den Witterungseinflüssen ausgesetzte Zahnstange und umfangreiche Aufbauten erforderlich sind, fehlt hier eine Zahnstange, und der Antrieb liegt vollständig unterhalb der Fahrbahn.
5. Als Antrieb für die Brücke dient eine denkbar einfache Drehstrommotoranlage. Dadurch ist die Anzahl der möglichen Störungsquellen auf ein Mindestmaß herabgesetzt.

Der Kurbelantrieb — für jeden der beiden Hauptträger einer — besteht aus der Kurbelscheibe *K* (s. Abb. 10, 11, 12), die durch je eine Schubstange *S* mit der Brückenklappe in Verbindung steht. Die Totlage in den beiden Endstellungen

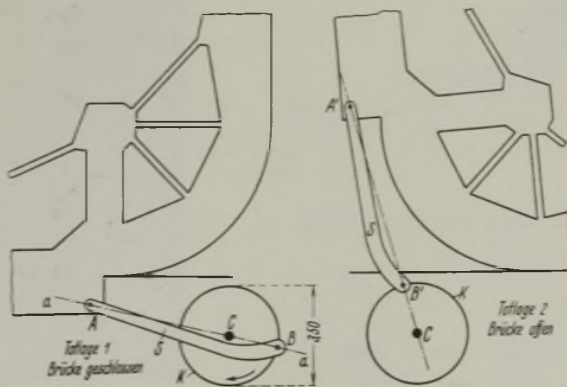


Abb. 11. Schema des Kurbelscheibenantriebs mit zwei Totlagen.

wird selbsttätig dadurch erreicht, daß bei geschlossener Brücke die Achse *a—a* der Schubstange (s. Abb. 11) und bei geöffneter Brücke die geradlinige Verlängerung der Schubstangenachse durch den Mittelpunkt *C* der Kurbelscheibe geht.



Abb. 12. Kurbelantrieb in der Werkstatt.

(Schluß folgt.)

## Auswechslung der Überschneidungsbrücke in km 1,063 der Linie Freiberg—Halsbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnnamtmann Tramm, Dresden.

Am Bahnhof Freiberg in Sachsen wird die Nebenbahnlinie Freiberg—Halsbrücke — einstmals während der Blütezeit des sächsischen Silberbergbaues von größerer Bedeutung — durch eine eingleisige Brücke über die zweigleisige sehr stark befahrene Schnellzuglinie Dresden—Werdau überführt (Abb. 1).

Wie aus Abb. 2 ersichtlich, geschieht die Überschneidung in einem sehr spitzen Winkel, wodurch die große Stützweite bedingt ist. Die Auswechslung des zu schwachen alten Gleisträgers war schon seit längerer Zeit geplant, mußte aber immer wieder aus Ersparnisgründen zurückgestellt werden. Da die Spannungen sehr hoch waren, durfte die alte

Brücke nur langsam befahren werden. Das alte eiserne Tragwerk hatte obenliegende Fahrbahn aus Zoresisen und besaß eine Stützweite von 33 m. Die durch die Bogenlage bedingte Überhöhung des äußeren Schienenstranges war durch verschieden hohe Hauptträger bewirkt worden (Abb. 3).

Der Entwurf für die neue Brücke stellte an sich keine besonderen Anforderungen; größere Schwierigkeit bot aber die Auswechslung wegen des starken darunter liegenden Verkehrs und des in unmittelbarer Nähe befindlichen Stellereigebäudes, das die Baustelle sehr einengte. Der neue, für den Lastenzug E berechnete Gleisträger ist als einfacher Blechbalken





Abb. 1. Ansicht der alten Brücke.

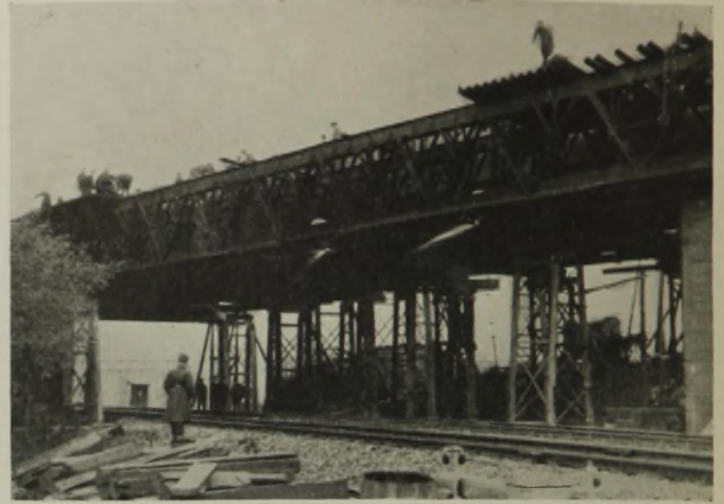


Abb. 4. Durchbrennen der Verbände der alten Brücke.

mit 3 m Stegblechhöhe und zwischenliegender Fahrbahn bei einer Stützweite von 35 m erbaut worden. Infolge des sehr spitzen Überschneidungswinkels mußten die Abschlüsse entsprechend der Fluchten der Widerlager mit schiefen Abschlüssen ausgestattet werden. Die neuen Auflagerbänke wurden unter Abfangung des alten Gleisträgers hergestellt, was deshalb ohne Schwierigkeit möglich war, weil die neuen Auflagerbänke außerhalb der alten Tragwände hergestellt werden konnten, denn der Tragwandabstand der neuen Brücke beträgt 4,80 m, während die alten Tragwände

wurde die fertige Brücke auf Rollbahnen, die genau parallel zu den Widerlagfluchten verlegt waren, abgesetzt.

Wie aus Abb. 2 zu ersehen, war der Platz rechts der Bahn durch das Stellwerk äußerst beschränkt, so daß ein Ausfahren des alten Trägers unmöglich war. Es blieb also nichts anderes übrig, als die alte Brücke längs zu zerschneiden und die einzelnen Tragwände auf Kleinwagen, die auf der neuen Brücke aufgestellt waren, im ganzen zu verladen und nach der Einschlebung abzufahren. Die neuen Brückenbalken mit den Schienen

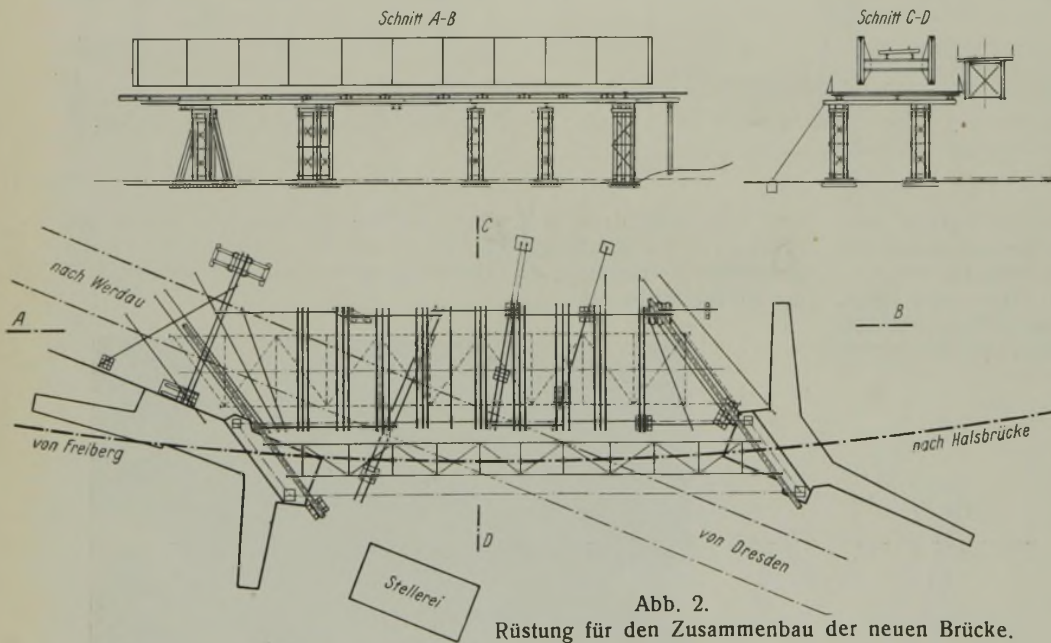


Abb. 2. Rüstung für den Zusammenbau der neuen Brücke.

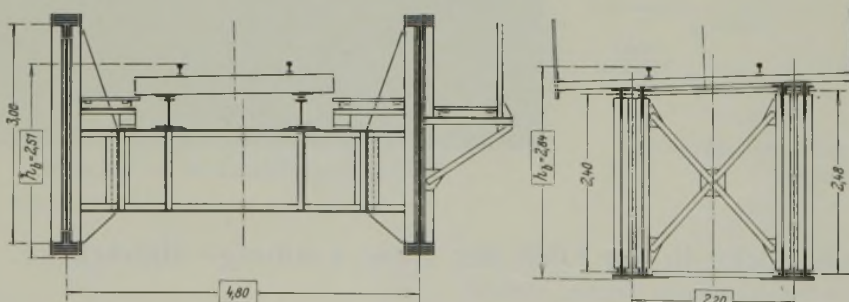


Abb. 3. Querschnitt der neuen und der alten Brücke.

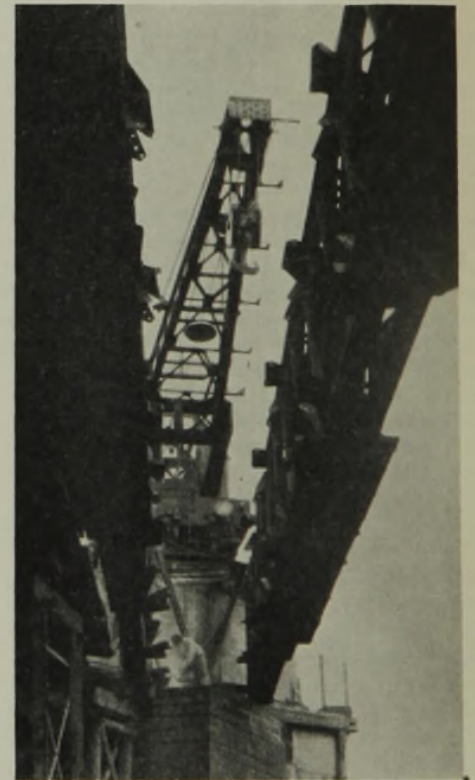


Abb. 5. Einzelstehende Tragwände der alten Brücke.

nur einen Abstand von 2,20 m hatten (Abb. 3). Das seitlich der alten Brücke links der Bahn angeordnete Aufstellengerüst durfte den Schnellzugverkehr in keiner Weise behindern. Es war weder eine Einschränkung des lichten Raumes, noch der Einbau von zwischenzeitlichen Stützen gestattet. Die Abfangträger wurden daher zum Teil freitragend ausgebildet und durch entsprechende Verankerung gesichert (Abb. 2). Die einzelnen Teile der neuen Brücke wurden mit Hilfe von Drehkränen von dem Betriebsgleis aus abgeladen. Vor der Auswechslung

wurden zeichnungsgemäß verlegt, so daß die beiden Kleinwagen zum Abtransport der alten Brückenteile schon vor der Auswechslung auf dem neuen Gleisträger aufgestellt werden konnten.

Bereits in den letzten Tagen vor der Auswechslung sind die Nieten der in der Ebene der Diagonalen liegenden Querverbände und die Streben des oberen und unteren waagerechten Verbandes sämtlich durch Schrauben ersetzt worden, was unbedenklich war, weil die Baustelle nur im Schritt befahren werden durfte. Die rechtwinklig zu den Tragwänden befindlichen Streben in beiden waagerechten Verbänden waren unversehrt geblieben. Am Tage der Auswechslung konnten daher die Verbände sehr schnell entfernt werden. Das Durchbrennen der noch vernieteten Quer-



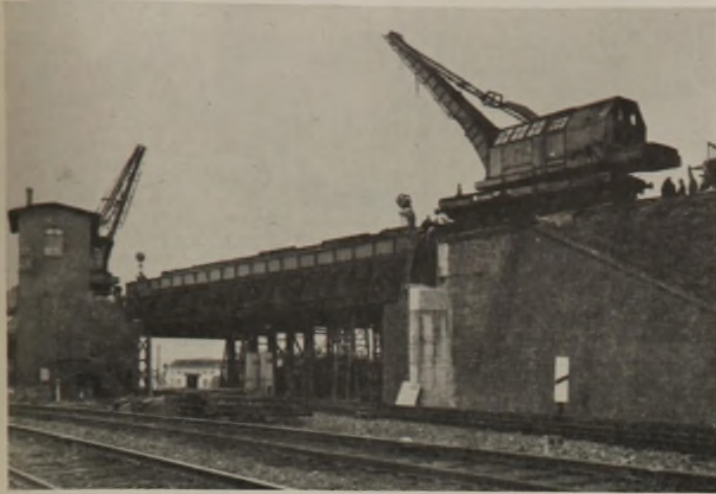


Abb. 6. Zweite Tragwand der alten Brücke vor dem Anheben.



Abb. 7. Zweite Tragwand der alten Brücke schwebend.

riegel hatte nur eine Zeit von 45 min erfordert (Abb. 4). In Abb. 5 sind die freistehenden Tragwände mit dem Kran zu erkennen. Die neben der neuen Bücke befindliche linke Tragwand wurde genügend abgesteift, so daß die rechte Tragwand mit zwei Eisenbahndrehkränen hochgezogen und auf die vorerwähnten Kleinwagen, die sich auf der neuen Brücke befanden, abgesetzt werden konnte. Aus Sicherheitsgründen und um die zu bewegendenden Lasten nicht noch mehr zu vergrößern, wurde mit den Drehkränen nunmehr die linke Tragwand zunächst auf den Widerlagern so weit als möglich nach bahnrechts verschoben und dort gegen Umkippen gesichert. Die neue Brücke konnte nun bis an die ausgeschwenkte Tragwand eingefahren werden. Sie war damit noch nicht in der endgültigen Lage, befand sich aber sicher abgestützt auf den Widerlagern, so daß nunmehr auch die zweite Tragwand der alten Brücke auf die Kleinwagen abgesetzt werden konnte. Anschließend wurde die neue Brücke, belastet durch die volle

alte Brücke, weiter bis zu ihrer endgültigen Lage eingefahren. Nachdem die neue Lagerung in der üblichen Weise eingebaut war, wurde das Gleis geschlossen.

Als erste Belastung wurden nun die beiden Tragwände über die Brücke gefahren, später abgeladen und zerschnitten. Die Auswechslung fand im Oktober 1932 innerhalb der vorgeschriebenen Zeit von 5 Stunden statt. Geringe Schwierigkeiten entstanden bei dem Einfahren in schiefer Richtung und durch den beengten Raum an den Kammern. Die weiteren Einzelheiten sind aus Abb. 6 u. 7 zu ersehen. Abb. 8 stellt die fertige neue Brücke dar.



Abb. 8. Ansicht der neuen Brücke.

Die Mauerwerkarbeiten wurden von der Firma Liebold & Co., Dresden, und die Stahlbauarbeiten von der Firma Kelle & Hildebrandt G. m. b. H., Niedersedlitz, ausgeführt.

Der Einbau dieser größeren Blechbalkenbrücke wurde dank der guten Vor- und Sicherungsarbeiten ohne Störung des Betriebes auf beiden Linien durchgeführt.

### Vermischtes.

**Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau (Stahl, Holz und Mauerwerk).** 13. berichtigte, mit neuen Erlassen versehene Ausgabe, September 1934. 59 S. mit 5 Textabb. Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn. Einzelpreis 2 RM, 10 Stück 19 RM, 25 Stück 45 RM, 50 Stück 82 RM, 100 Stück 150 RM und Postgeld.

In der soeben unter abgeändertem Titel erschienenen 13. Auflage der preußischen Belastungsvorschriften<sup>1)</sup> sind die von 1919 bis heute ergangenen Ministerialerlasse, soweit sie zurzeit noch in Gültigkeit und für die Allgemeinheit von Belang sind, sachlich geordnet, in ihrem Wortlaute wiedergegeben, dazu auch die entsprechenden Einführungs Erlasse des preußischen Finanzministers.

Von dem allgemein bekannten, wichtigen und umfangreichen Erlaß vom 24. 9. 1919, betr. die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe, sind nur noch gültig und deshalb wieder aufgenommen die Vorschriften über Winddruck, Schneelast und Mauerwerk, alles übrige daraus ist durch neue, im Laufe des Jahres 1934 herausgekommene Erlasse überholt. Diese sechs neuen Erlasse betreffen: 1. Vorschriften für die zulässige Belastung des Baugrundes im Hochbau (vom 30. 8.), 2. Belastungsannahmen im Hochbau (ebenfalls vom 30. 8.), 3. Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau (vom 19. 9.), 4. u. 5. Verwaltungstechnische Vorschriften (vom 10. 2.) bzw. Technische Bestimmungen (vom 6. 9.) über die Zulassung neuer Baustoffe und neuer Bauarten, 6. Baupolizeiliche Bestimmungen über Feuerschutz (vom 30. 8.). Nimmt man hierzu die ebenfalls wieder abgedruckten, am 10. 7. 1933 erschienenen neuen Bestimmungen für die Ausführung von Bauten aus Holz, so erkennt man leicht, daß durch die vorstehend genannten sieben neuen Bestimmungen die statischen Grundlagen im wesentlichen für das gesamte Gebiet des Hochbaues erfaßt und neu geordnet sind. Damit ergibt sich die besondere Wichtigkeit und Nützlichkeit der neuen Auflage der vom Verlage Wilh. Ernst & Sohn herausgegebenen Sammlung von insgesamt 16 preußischen Ministerialerlassen für alle Statiker, Kon-

strukteure, auf Bauten tätige Ingenieure, Architekten, Bauunternehmer und Prüfungsbeamten. Allen Genannten sei deshalb Anschaffung, Studium und Benutzung der inhaltreichen Schrift dringend empfohlen. Ls.

**7-m<sup>3</sup>-Löffelbagger.** Nach Engng. 1934 vom 31. August ist in England bei Corby (Northamptonshire) zur Beseitigung einer 13,5 bis 16,5 m dicken Abraumschicht ein Löffelbagger mit einem Löffelinhalt von rd. 7 m<sup>3</sup> (9 cub. yd.) eingesetzt worden. — Der untere, in allen Teilen starre Fahrwerkrahmen *a* (Abb. 1 u. 2) ist auf den vier Schienenfahrwerken mit je vier Doppelspurkranzrädern durch vier Druckzylinder *b* abgestützt, wobei die Kolben auf den Fahrgestellen in kugelförmigen Pfannen aufliegen und gegen Abgleiten durch Ketten gesichert sind. Die Zylinder sind unter sich durch Rohrleitungen verbunden, so daß beim Befahren von Gleisunebenheiten der Fahrwerkrahmen und der drehbare Oberteil nicht durch zusätzliche Kräfte beansprucht werden. Die Druckflüssigkeit wird geliefert durch eine elektrisch angetriebene Pumpe oder im Falle einer Störung durch eine Handpumpe. Beim Arbeiten des Baggers werden die Druckzylinder *b* einzeln oder zu Paaren von der Druckleitung abgeschaltet und festgestellt.

Zum Antriebe des Fahrwerkes dienen die beiden Hebemotoren *c*. Durch den hohlen Drehzapfen ist eine Welle hindurchgeführt, die das Drehmoment durch Kegelräder auf die beiden Längswellen *d* und die vier Querwellen *e* (Abb. 3) überträgt. An die Querwellen ist je eine durch die Fahrgestelle geführte Welle mit zwei Zahnrädern auf beiden Seiten angeschlossen, die die vier Laufräder eines Fahrgestelles antreibt. Da die Fahrwerke infolge der hydraulischen Zylinder beim Fahren senkrecht schwingen, sind die Querwellen *e* ausziehbar und mit Kreuzgelenken versehen.

Das Löffelvorschubgetriebe und die Haltebremse stehen in Abhängigkeit vom Schalter für die Hebetrommel *f*, so daß der Führer beim Graben nur den Hebeschalter zu bewegen braucht. Die Trommel *g* zum Verstellen des Auslegers wird ebenfalls von den Hebetrommelmotoren *c* angetrieben. Da der Ausleger nur ab und zu verstellt zu werden braucht,

<sup>1)</sup> Besprechung der 12. Auflage s. Bautechn. 1934, Heft 3, S. 39.



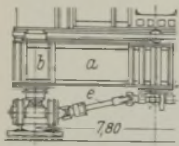


Abb. 3.

Größte Ausladung	31 m
Größte Abtraghöhe	24 m
Schwenkwinkel	360°
Gesamtgewicht	600 t
Gewicht des rückwärts ausladenden drehbaren Oberteiles	120 t
Löffelbreite	3 m
Gewicht des Löffelinhaltens	15 t

a Fahrwerkrahmen. b Druckzylinder. c Hebemotoren. d Längswellen. e ausziehbare Querwellen. f Hebetrommel. g Trommel zum Auslegerstellen. h Leonard-Umformer. i Schwenkantriebe. k Luftverdichter. l Druckluftbehälter. m, n Transformatorräume. o Führerstand. q ausziehbare Fahrbahn eines Hebezuges zum Aus- und Einbau von Maschinenteilen.

Abb. 1 bis 3. 7-m<sup>3</sup>-Löffelbagger für Abraumgewinnung.

besitzt die Kupplung einen einfachen Handhebel. Alle übrigen, betriebsmäßig geschalteten Kupplungen und Bremsen haben Druckluftsteuerungen, die elektromagnetisch ausgelöst werden. Der Flaschenzug zum Heben des Löffels ist dreifach eingesichert.

Der Bagger wird mit Drehstrom (3300 V) betrieben, der durch ein Kabel zugeführt wird. Auf dem Bagger befinden sich ein Leonard-Umformer *h* für die Hauptantriebe (Hebe-, Vorstoß- und Schwenkwerk) und ein 50-kVA-Transformator (330/440 V) für die Hilfsantriebe (Preßluft-erzeuger usw.). Die Leonard-Ausrüstung besteht aus fünf Teilen: einem 435-kVA-Synchronmotor, einem 275-kW-Hebegenerator, einem 75-kW-Vorschubgenerator, einem 75-kW-Schwenkgenerator und einer 20-kW-Erregermaschine (125 V).

### Personalmeldungen.

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Karl Schneider, Vorstand des Betriebsamts Halle (Saale) 2, als Dezernent zur RBD Wuppertal, Dr.-Ing. Paul Hoffmann, Vorstand des Betriebsamts Bremen 1, als Leiter zur Obersten Bauleitung für den Bau von Kraftfahrbahnen in Stettin, Fölsing, Vorstand des Betriebsamts M.-Gladbach, als Dezernent zur Obersten Bauleitung für den Bau von Kraftfahrbahnen in Frankfurt (Main), Johannes Neumann, Dezernent der Obersten Bauleitung für den Bau von Kraftfahrbahnen in Frankfurt (Main), als Leiter zur Obersten Bauleitung für den Bau von Kraftfahrbahnen in Breslau, Käufer, Vorstand des Betriebsamts Leipzig 4, als Vorstand des Betriebsamts Breslau 4; die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Halank, Dezernent der RBD Wuppertal, als Dezernent zur RBD Dresden, Albert Seeger, bisher bei der RBD Hannover, zur Hauptverwaltung in Berlin, Dr.-Ing. Zinßer, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Halle (Saale) 2, Karl Eitel, bisher bei der RBD Köln, als Vorstand zum Betriebsamt Altena (Westf.), Dr.-Ing. Heinrich Meyer, Vorstand des Betriebsamts Altena (Westf.), als Vorstand zum Betriebsamt Braunschweig 1, Max Müller, Vorstand des Betriebsamts Duisburg 3, als Dezernent zur RBD Essen, Ehrenberg, Vorstand des Neubausamts Driesen (Neum.), als Vorstand zum Betriebsamt Berlin 5, Steinfatt, bisher bei der RBD Essen, als Vorstand zum Betriebsamt Kassel 2, Weiler, bisher bei der RBD Oppeln, als Vorstand zum Betriebsamt Berlin 6, Wintgen, bisher bei der RBD Wuppertal, als Vorstand zum Betriebsamt Duisburg 3, Recker, Vorstand des Neubausamts Duisburg 1, als Vorstand zum Betriebsamt Köln, Reinhard, bisher beim RZB in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt M.-Gladbach, Albrecht Schmidt, Vorstand des Betriebsamts Allenstein 1, als Vorstand zum Betriebsamt Bremen 1, Dr.-Ing. Gerhard Schramm, bisher bei der RBD Augsburg, zur Hauptverwaltung in Berlin, Hermann Seibel, bisher bei der RBD Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zum Betriebsamt Augsburg 2, Langewand, bisher bei der RBD Oldenburg, als Dezernent zur RBD Münster (Westf.); die Reichsbahnbaumeister Dannenberg, bisher beim Neubausamt Düsseldorf 1, als Vorstand zum Neubausamt Duisburg 1, und Quarck, bisher bei der RBD Karlsruhe, zum RZB in Berlin.

Übertragen: den Reichsbahnoberräten Grabski, Dezernent der RBD Berlin, die Geschäfte eines Abteilungsleiters, Walter Binder, Vorstand des Betriebsamts Berlin 6, die Geschäfte eines Dezernenten bei der RBD Berlin, Walter Gaecks, Vorstand des Betriebsamts Stettin 2, die Geschäfte eines Dezernenten bei der RBD Stettin, den Reichsbahnräten Johannes Kuhnke, Vorstand des Betriebsamts Berlin 5, die Geschäfte eines Dezernenten bei der RBD Berlin, Klingbeil, bisher bei der RBD Stettin, die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts Stettin 2 und dem Reichsbahnbaumeister Stüwe in Driesen (Neumark) die Stellung des Vorstandes des Neubausamts Driesen (Neumark).

Überwiesen: der Reichsbahnoberrät Ernst Rohde, Leiter der Obersten Bauleitung für den Bau von Kraftfahrbahnen in Breslau, als Dezernent zur RBD Breslau, der Reichsbahnrat Lempe, Vorstand des Betriebsamts Braunschweig 1, als Vorstand zum Betriebsamt Braunschweig 2.

In den Ruhestand getreten: der Reichsbahndirektionspräsident Hermann Meyer, Präsident der RBD Erfurt, die Reichsbahnräte Hall-

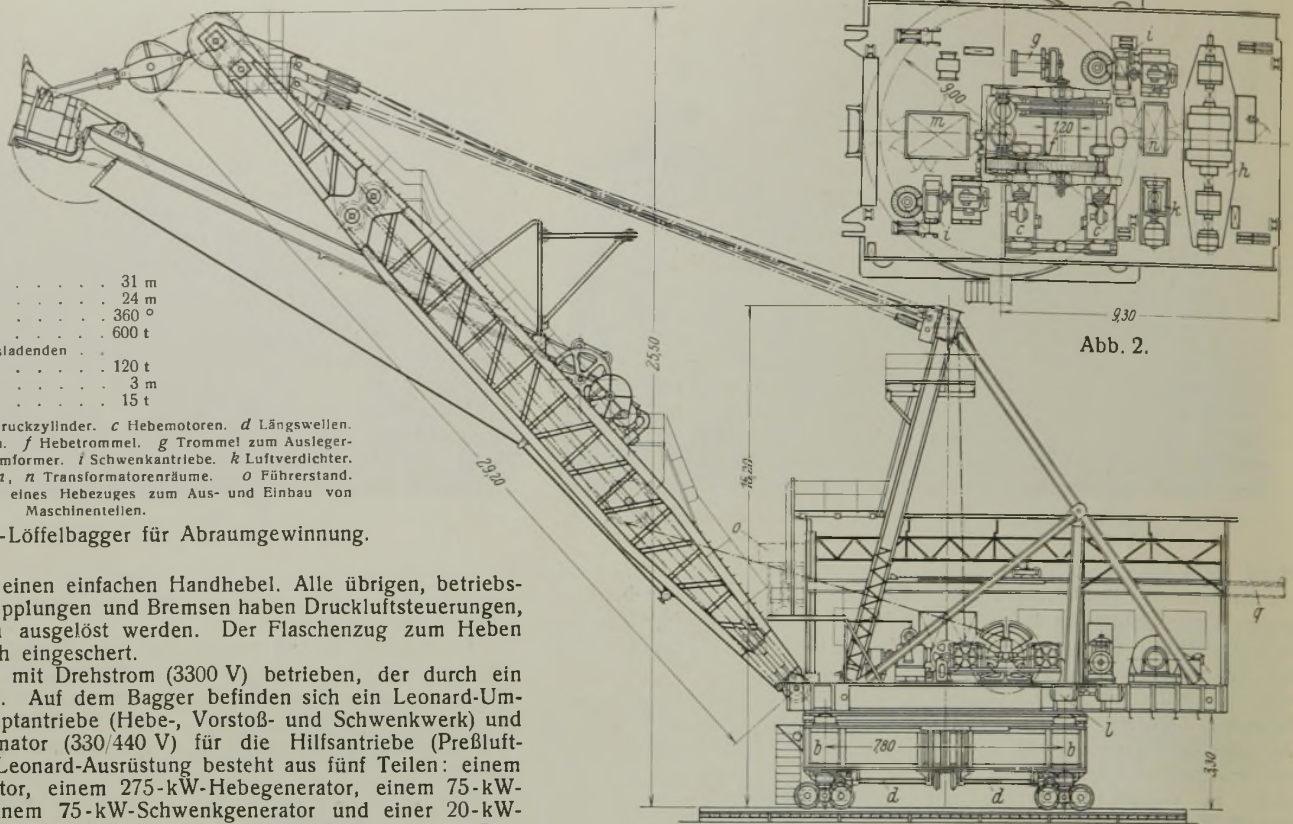


Abb. 1.

stein, Vorstand des Betriebsamts Gießen 2, Putmans bei der RBD Wuppertal.

Auszeichnungen: der Herr Präsident des Deutschen Roten Kreuzes, SKH Herzog Carl Eduard von Sachsen-Coburg und Gotha, hat mit Zustimmung des Führers und Reichskanzlers dem Direktor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Staatssekretär a. D. Vogt und dem Reichsbahndirektor und Abteilungsleiter Geheimen Regierungsrat Dr. Beyer für ihre Verdienste um den Reichsbahn-Waisenhort die I. Klasse des Deutschen Roten Kreuzes und dem Reichsbahnoberamtmann Eugen Jaeger aus dem gleichen Anlaß die II. Klasse dieses Ehrenzeichens verliehen.

**Preußen.** Versetzt: der Oberregierungs- u. Baurat (W) Bock von der Wasserbaudirektion in Münster an die Wasserstraßendirektion in Hannover; Regierungs- u. Baurat (W) Dr.-Ing. Heiser von der Regierung in Schleswig an die Wasserbaudirektion in Stettin; die Regierungsbauräte (W) Scheunemann vom Wasserbauamt in Hameln an das Wasserbauamt in Münster i. W. als Vorstand, Franz Marx von Neuholdensleben (Kanalbauamt in Magdeburg) an das Wasserbauamt in Frankfurt (Main), Crackau vom Kanalbauamt in Oebisfelde an das Wasserbauamt in Tilsit, Franke von Dessau nach Hagen i. W. als Leiter der Dienststelle „Der Kulturbaubeamte“; die Regierungsbaumeister (W) Röhrs vom Wasserbauamt in Emden nach Marne i. H., Giesecke vom Wasserbauamt in Tilsit an das Neubausamt in Minden i. W., Clausen von Celle an die Wasserstraßendirektion in Hannover.

Überwiesen: die Regierungsbauräte (W) Edner vom Wasserbauamt Münster i. W. an die Wasserbaudirektion in Münster i. W., Schell vom Wasserbauamt II in Hannover an das Schleppamt daselbst; die Regierungsbaumeister Friedrich Pfaue vom Schleppamt in Hannover an das Wasserbauamt II daselbst.

Der Regierungsbaurat (W) Wilhelm Hartmann beim Wasserbauamt in Glückstadt ist zum Vorstände dieses Wasserbauamts, der Regierungsbaurat Rose beim Wasserbauamt in Rheine zum Vorstände des Wasserbauamts in Rheine ernannt worden.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind überwiesen worden: die Regierungsbaumeister (W) Gustav Poppe dem Wasserbauamt in Tapiau, Uhl dem Vorarbeitsamt in Elbing als Leiter.

In den Ruhestand sind versetzt worden: die Oberregierungs- und Bauräte (W) Raddatz bei der Wasserbaudirektion in Stettin, Innecken bei der Wasserstraßendirektion in Hannover, Theuerkauf bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau; die Regierungsbauräte (W) Offenberg, Vorstand des Wasserbauamts in Rheine, und Oskar Müller, Vorstand des Wasserbauamts in Glückstadt. Der Regierungsbaumeister (W) Pott (beurl.) ist auf seinen Antrag aus dem Staatsdienste entlassen worden.

**INHALT:** Stahlbrücken von heute. — Geschweißter Wasserturm im Verschleppbahnhof Dortmund. — Geschweißte Eisenbahnbrücken. — Die Hubbrücke über die alte Maas bei Spynesse (Holland). — Bau der Klappbrücke über den östlichen Bahnhofskanal in Harburg-Wilhelmsburg. — Auswechslung der Überschneidungsbrücke in km 1,063 der Linie Freiberg-Halsbrücke. — Vermischtes: Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau (Stahl, Holz und Mauerwerk). — 7-m<sup>3</sup>-Löffelbagger. — Personalmeldungen.