

Die
Treskow-Brücke
zu Oberschöneweide bei Berlin.

Von

Karl Bernhard,
Regierungsbaumeister und Privatdozent in Charlottenburg.

Mit 74 in den Text gedruckten Abbildungen und 1 Textblatt.



BERLIN.
Verlag von Julius Springer.
1905.

59
49

10M

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303996

Treskow-Brücke

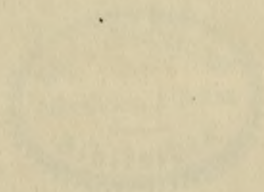
an Oberschöneweide bei Berlin

von Prof. Dr. H. Treskow

Verlag des Ingenieur- und Architektenvereins

Verlag des Ingenieur- und Architektenvereins

1897



Die
Treskow-Brücke
zu Oberschöneweide bei Berlin.

Von

Karl Bernhard,
Regierungsbaumeister und Privatdozent in Charlottenburg.

Mit 74 in den Text gedruckten Abbildungen und 1 Textblatt.

J. Nr. 26627



BERLIN.
Verlag von Julius Springer.
1905.

*G 59
72*



III 33984

Erweiterter Sonderabdruck

aus der

Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1905.

Handwritten signature or initials

Akc. Nr. 5011/51

Die Treskow-Brücke zu Oberschöne-weide bei Berlin.

Von Karl Bernhard, Regierungsbaumeister und Privatdozent in Charlottenburg.

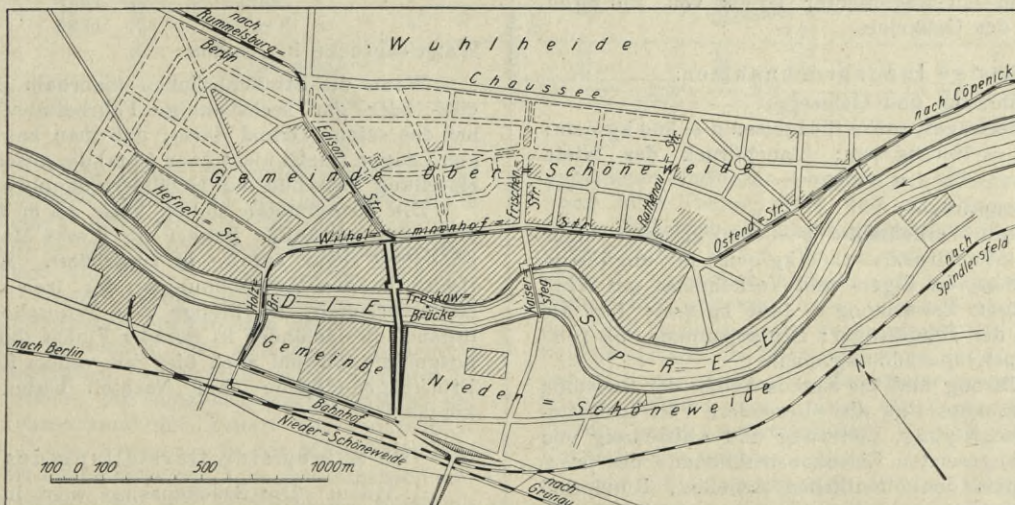
I. Einleitung.

Dank den Niederlassungen verschiedener großindustrieller Firmen Berlins ist an dem rechten Ufer der Spree oberhalb Berlins die Gemeinde Oberschöne-weide seit ihrer Gründung im Jahre 1898 von 2000 Einwohnern bis 1904 auf über 12000 Einwohner gewachsen; die Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft beschäftigt allein nach ihrem letzten Jahresbericht hier gegen 4700 Menschen. Eine weitere schnelle Entwicklung dieses jüngsten Berliner Vorortes ist mit Sicherheit zu erwarten. Die im Mittel 150 m breite Spree, vergl. Fig. 1,

den Fußgängern von und nach den weiter stromauf gelegenen Ortstellen zu statten.

Die Aufteilung eines Fabrikgeländes zwischen Bahnhof Niederschöne-weide und Spree durch die Industrie-Viertel-Berlin-Tempelhof-Gesellschaft bot die günstigste Gelegenheit, die Spree in der Verlängerung der Edisonstraße zu Oberschöne-weide zu überbrücken und dadurch die erwünschte kürzeste Verbindung zu erhalten. Nachdem sich diese Gesellschaft zur Herstellung der Brückenrampe auf ihrem Gelände verpflichtet hatte, betraute mich die Gemeindevertretung

Fig. 1. Lageplan.



trennt ihn jedoch von Niederschöne-weide und dessen Bahnhof, der den Eisenbahnverkehr mit Berlin vermittelt. Eine hölzerne Brücke aus den achtziger Jahren, welche den durch die Spree getrennten Kreisen Teltow und Nieder-Barnim gehört, liegt rd. 540 m stromab und genügt, ganz abgesehen von ihrer Bauart, auch infolge ihrer Lage den örtlichen Verhältnissen nur wenig, s. Fig. 1, weil sich der Ort Oberschöne-weide von hier aus an etwa 3 km Uferlänge stromaufwärts entwickelt hat. Der 1897 erbaute Kaisersteg¹⁾ kommt nur

im Januar 1903 mit der Aufstellung eines Entwurfes, den sie im Juni 1903 aus eigenen Mitteln so schnell wie möglich unter meiner Leitung auszuführen beschloß.

II. Baubedingungen.

1) Die Wasserbauverwaltung stellte die Forderung, daß für die überaus lebhaft und im Sommer namentlich durch den Verkehr der Berliner Vergnügungsdampfer stark beanspruchte Wasserstraße eine Breite von mindestens 70 m und eine Höhe über dem auf + 33,04 N. N. liegenden Hochwasser von 4,5 m in der Mittelöffnung vorhanden sei (d. s.

¹⁾ s. Zeitschrift für Bauwesen 1900.

5,26 m über Normalwasser), daß ferner an den Ufern das Anlegen und Bewegen der Schiffe nicht gehindert werde und deshalb bis 6 m von der Uferlinie eine Höhe von mindestens 3,5 m über H. W. freibleibe. Die Oeffnungen durften während der Ausführung nicht gleichzeitig mit Gerüsten gesperrt werden. In der Mitte waren auf jeden Fall zwei Durchfahröffnungen von je 14 m Breite und 4 m Höhe über Normalwasser auszusparen, die Pfeiler waren möglichst in die Richtung des Stromes zu stellen und mit besondern Dalben zur Abweisung der Schiffe zu umgeben, die Brücke auch mit Signallichtern für die Schifffahrt auszustatten.

2) In statischer Hinsicht wurde auf meinen Vorschlag folgendes zugrunde gelegt.

A) Belastungsannahmen.

Eigenlasten: 1 cbm Beton	2,2 t
1 » Asphalt	1,5 »
1 » Flußeisen	7,85 »

Verkehrslasten:

I. Für die Fahrbahn:

a) Wagen mit 10 t Achsdruck, 3 m Achsstand und 1,4 m Spurweite, daneben Wagen mit 6 t Achsdruck und 3,5 m Achsstand; oder

b) Dampfwalze von 23 t Gewicht, 1 m breites Vorderrad = 10 t, 2 Hinterräder von 0,50 m Breite in 2,75 m Achsentfernung und 1,50 m mittlerem Radstand.

II. Für die Hauptträger:

a) 400 kg/qm über Gehweg und Fahrbahn gleichmäßig verteilt;

b) Winddruck 250 kg/qm bei unbelasteter, 150 kg/qm bei belasteter Brücke mit einem Verkehrsbande von 2,5 m Höhe;

c) ungleichmäßige Erwärmung durch Sonnenbestrahlung der über und unter der Fahrbahn gelegenen Eisenteile um 10° C. Für die Ausdehnungsvorrichtungen sollen Wärmeschwankungen von 30° unter und über Aufstellungstemperatur in Rechnung gestellt werden.

III. Für die Gehwege:

400 kg/qm und ein wagerechter Druck von 100 kg/m an der Oberkante des Geländers.

B) Zulässige Inanspruchnahmen.

1) Für die Fahrbahn und Gehwege:

Längs- und Querträger, sowie Belageisen $\sigma = 800$ kg/qcm; Scherspannung $\sigma_s = 700$ kg/qcm; Stauchdruck der Niete $\sigma_t = 1400$ kg/qcm.

2) Für die Hauptträger:

Bei Eigen- und Verkehrslast $\sigma = 1000$ kg/qcm; unter Rücksicht auf den Winddruck = 1200 kg/qcm; für ungünstigstes Zusammentreffen von Eigen- und Verkehrslast mit Wind und ungleichmäßiger Erwärmung = 1400 kg/qcm; für die Nietverbindungen der Hauptträger: Scherspannung $\sigma_s = 1000$ kg/qcm; Stauchdruck $\sigma_t = 2000$ kg/qcm.

Für die Ausführung und die Eigenschaften der Baustoffe des eisernen Ueberbaues sind die »Besondern Vertragsbedingungen für die Anfertigung, Lieferung und Aufstellung von größeren zusammengesetzten Eisenkonstruktionen« des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, Runderlaß vom 25. November 1891, maßgebend.

3) Die Gemeinde wünschte eine Breite von 7,5 m für den Fahrdamm, auf welchem zwei normalspurige Straßenbahngleise einzubauen waren. Dem lagen folgende Erwägungen zugrunde:

Die Baukosten einer Brücke wachsen mindestens in gleichem Verhältnis mit ihrer Breite; eine sachgemäße Breitenfeststellung ist also von grundlegender Bedeutung. Mißgriffe nach dieser Richtung stellen bei einem Zuviel volkswirtschaftlich totes Kapital mit fruchtloser Steigerung der Unterhaltungskosten, bei einem Zuwenig einen nicht minder großen Verlust dar, weil nachträgliche Verbreiterungen namentlich bei eisernen Brücken, wenn überhaupt möglich,

unverhältnismäßig hohe Kosten erfordern. Um ein Urteil über die notwendige Fahrbahnbreite für Brücken zu erhalten, muß man den Fahrverkehr in einzelnen Bahnen — gleichviel, ob auf Gleisen oder nicht — sich bewegen denken. Vergegenwärtigt man sich, daß im Gegensatz zu bebauten Straßen kein Bedürfnis vorliegt, Fuhrwerke längere Zeit vor den Bürgersteig halten zu lassen, so ist die dreibahnige Breite des Fahrdammes für den größten Verkehr ausreichend. Die beiden Gleise für eine Straßenbahn würden dann auf der Brücke zunächst den Gehwegen liegen müssen, denn nur so bleibt im allgemeinen eine zweibahnige Breite für die Begegnung eines Straßenbahnwagens mit den übrigen Fuhrwerken übrig. Lagen die Gleise bei dreibahnigen Fahrdämmen in der Mitte, so wäre ja nur einem Fuhrwerk die Begegnung möglich, und bei Begegnung zweier Straßenbahnwagen hätte das dritte Fuhrwerk keinen Platz mehr. Ferner ist auch das sofortige Einlegen der Gleise auf der Brücke auf alle Fälle zu empfehlen, wenn auch nicht gleich eine Verwendung dafür vorliegen sollte, da das Aufbrechen des Pflasters auf der Brücke beim nachträglichen Einlegen große Störungen und Mehrkosten verursacht.

Die größte Ladebreite ist ortspolizeilich festgelegt; sie überschreitet in Berlin nicht 2,5 m. Die größte Breite eines Straßenbahnwagens beträgt 2 m. Eine Fahrdammbreite von 7,5 m zwischen den Bordsteinen genügt also vollauf, da ja für die Ladebreite noch der Raum zwischen den etwa 30 cm zurückstehenden eisernen Trägern hinzukommt, das lichte Maß also 8,1 m beträgt. Man stelle sich vor, daß sich für gewöhnlich ja nur zwei Verkehrszüge auf der Brücke bewegen, die dritte Breite also nur als Rückhalt für Ueberholung oder bei Verkehrshindernissen dient. Wie nachstehende Zusammenstellung zeigt, hat die große Hamburger Elbbrücke deshalb sogar nur 7 m Fahrdammbreite erhalten und diese Breite hat sich derart ausreichend erwiesen, daß man später die große Elbbrücke bei Harburg auch nur mit 7 m Fahrdamm angelegt hat. Ein dringendes Bedürfnis für 7,5 m Breite des Fahrdammes lag meines Erachtens auch hier nicht vor.

	erbaut	Fahrdamm m	Bürgersteig m
Elbbrücke bei Hamburg	1890	7,00	2,00
» » Harburg	1898	7,00	1,50
Rheinbrücke bei Worms	1899	6,5	2,00
» » Bonn	1899	6,65	3,00
» » Kehl	1898	7,00	—
Waterloobrücke in London	—	7,96	—

Wenn die Straßenbrücken innerhalb Berlins meist eine vier- oder gar sechsbahnige Fahrbahnbreite aufweisen, so hat das seinen Grund darin, daß man angesichts der geringen Längen (meist nicht über 50 m) die anschließende Straßeneinteilung zwischen den Geländern ohne weiteres durchführte.

Die Bürgersteige sollten noch 2,5 m breit werden. Infolge der gewählten Bauart ist dieses Maß in den Seitenöffnungen sogar auf 3,5 m vergrößert. Meine Absicht, die Breite in den Seitenöffnungen der freien Fahrbahn wegen einzuschränken, ist infolge des Wunsches der Gemeindeorgane, die Geländer in gerader Flucht durchzuführen, nicht ausgeführt, obwohl auch hier mit vollem Recht noch 160 qm Brückengrundfläche ohne Nachteil hätten gespart werden können.

III. Allgemeine Darstellung des Bauwerks.

1. Lage. Die Brückenachse liegt in geradliniger Verlängerung der früheren Halskestraße (jetzt Edisonstraße genannt) in Oberschöneweide und kreuzt die Spree unter einem Winkel von 71° 10'; die Pfeilerrichtung entspricht dabei ungefähr der Stromrichtung, die in die Hypotenuse des rechtwinkligen Dreiecks fällt, dessen eine Kathete gleich der Fachwerkteilung der Hauptträger ($l = 3$ m), dessen andre Kathete gleich dem Abstand der Hauptträger ($b = 8,8$ m) ist. Die beiden Hauptträger sind nämlich um ein Feld gegeneinander verschoben, so daß sich die rechtwinklige Querträgeranordnung zwanglos über die Strompfeiler hinwegführen läßt, was später noch näher erörtert werden soll. Vom Treffpunkt der Brückenachse mit dem linken Spreuefer schwenkt die neue Straße auf dem Gelände der Industrie-Viertel

Gesellschaft ein wenig von der Brückenrichtung ab und führt geradlinig unmittelbar auf den Vorplatz des Bahnhofs Niederschöneweide.

2. Höhe. Infolge der wasserbaupolizeilichen Vorschriften liegt der Brückenscheitel bei einer Bauhöhe von 1,34 m auf + 38,8⁸⁹ N.N. s. Fig. 2; nach beiden Seiten verläuft die Fahrbahn auf eine Länge von 26,8 m in einer flachen Parabel mit 0,19 m Pfeil, die beiderseitig tangential in das Gefälle von 1:70 auf der Brücke übergeht und sich auf der Brückenrampe der Edisonstraße in ein Gefälle von 1:40 fortsetzt, so daß der Rampenfuß vor der Kreuzung mit der Wilhelminenhofstraße angelegt werden konnte. Der Niederschöneweider Rampe konnte das schlanke Gefälle von 1:130 m gegeben werden, mit dem Fußpunkt vor der Berliner Straße.

3. Spannweiten. Entsprechend einer Länge von 155 m zwischen den Uferpunkten in der Brückenachse sind die Endstützpunkte des Ueberbaus in 153 m Entfernung — 51 Fachwerkkfeldlängen von je 3 m — gelegt, und dementsprechend die Stützweite der Mittelöffnung auf 78 m — 26 Feldlängen — und die der beiden Seitenöffnungen auf je 37,5 m — 12¹/₂ Feldlängen — festgesetzt. Die Brückenlänge ist dann noch um eine Landöffnung von 6 m Breite vergrößert, in welcher die von der Gemeinde Oberschöneweide geforderte Uferstraße herläuft.

Gestaltung des Bauwerks. Der gute Baugrund befindet sich nach den Bohrergebnissen beim linken Landpfeiler

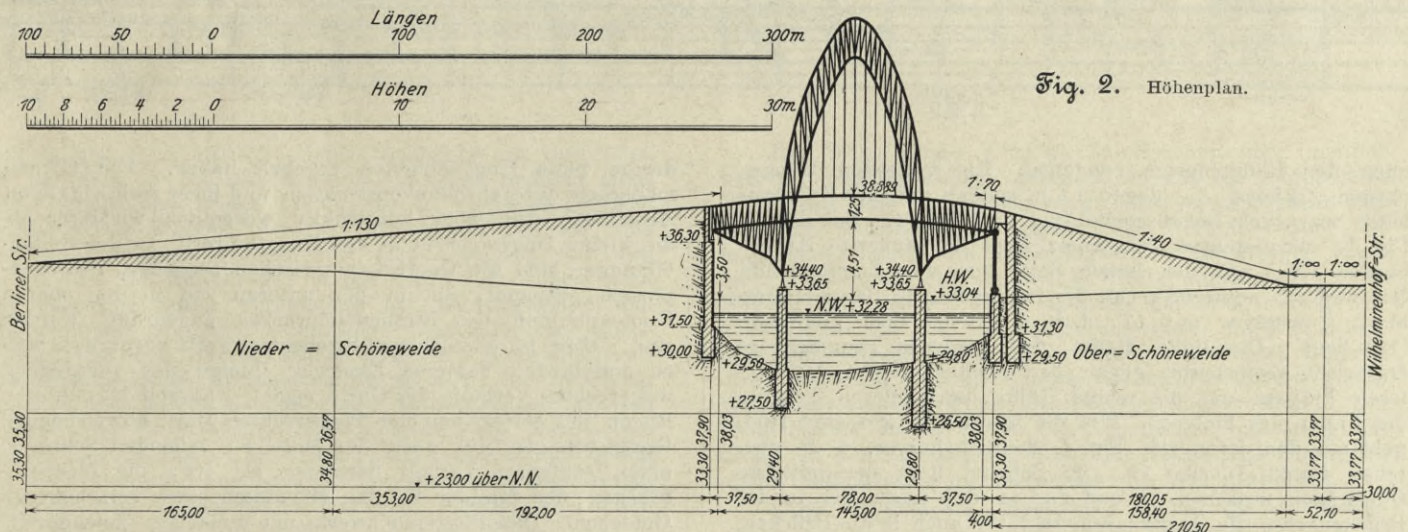


Fig. 2. Höhenplan.

auf + 30,00 m N.N., beim linken Stropfpfeiler auf + 27,50, beim rechten Stropfpfeiler auf + 26,50 m (hier also 12,5 m unter Fahrbahnscheitel), beim rechten Ufer und Landpfeiler auf + 29,50 m. Wie bei den meisten Berliner Brückenbauten besteht der Baugrund aus reinem mittelscharfem Sand und geht allmählich in schärfere kiesige und steinige Schichtung über. Bei den erforderlichen Spannweiten erschien es nicht ratsam, eine Bauart zu wählen, bei welcher der Baugrund von größeren Seitenkräften beansprucht wird, sondern es war danach zu streben, ihn möglichst gleichmäßig zu belasten. Deshalb konnte nur eine Bauart mit senkrechten Stützendrücken in Frage kommen. In der Mittelöffnung ist das Tragwerk als Fachwerkbogen über der Fahrbahn angeordnet. Der Untergurt läuft mit Rücksicht auf Ersparnis an Pfeilerbauten so tief wie möglich, nämlich auf + 34,40 m N.N. oder 1,36 m über Hochwasser und nur 6,90 m über Bau-sole bei den festen Stützpunkten, mit den Unterkanten der Seitenöffnungen im Auflagerpunkt zusammen, und der Obergurt steigt bis zu einer Höhe von 8,50 m über der Fahrbahn an, damit eine mittlere Queraussteifung noch reichlich Platz über der Fahrbahn findet. Die Bogenhöhe im Scheitel beträgt 2 m, also etwa $\frac{1}{40}$ der Spannweite. Unmittelbar unter der Fahrbahn verläuft ein Zugband, um den Bogenschub aufzunehmen. In der Seitenöffnung ist das gesamte Tragwerk unterhalb der Fahrbahn angeordnet, da es keine besondere Schwierigkeiten bot, in der Nähe der Ufer die Hauptträger

nicht viel höher als die Querträger zu machen. Während der Obergurt so dicht unter den Fußwegen verläuft, wie nur möglich (s. Fig. 3), steigt der Untergurt vom Auflager der Stropfpfeiler als schlanker einhüttiger Bogen mit steigender Tangente nach den Landpfeilerauflagern empor und gewährt somit dem Wasserverkehr, entsprechend den erwähnten Wünschen der Wasserbauverwaltung, vor den Ufern die erforderliche Durchfahrthöhe. Am Endauflager ist der Hauptträger (s. auch Fig. 26) 1,10 m hoch; in 6 m Abstand davon hat er bei 1,35 m Gurtabstand eine lichte Höhe über Hochwasser von 3,50 m, während er in einer Entfernung von 1,5 m vor dem Auflager 3,756 m hoch ist. Von diesem Punkt aus steigt der Obergurt der Mittelöffnung empor, um über dem Auflager selbst möglichst viel Trägerhöhe zu erzielen, die auf diese Weise auf 4,709 m gebracht ist. Infolgedessen beträgt die wagerechte Länge des gekrümmten Obergurtes 81 m, ist also um 3 m — gleich einer Fachwerksfeldlänge — größer als die eigentliche Stützweite.

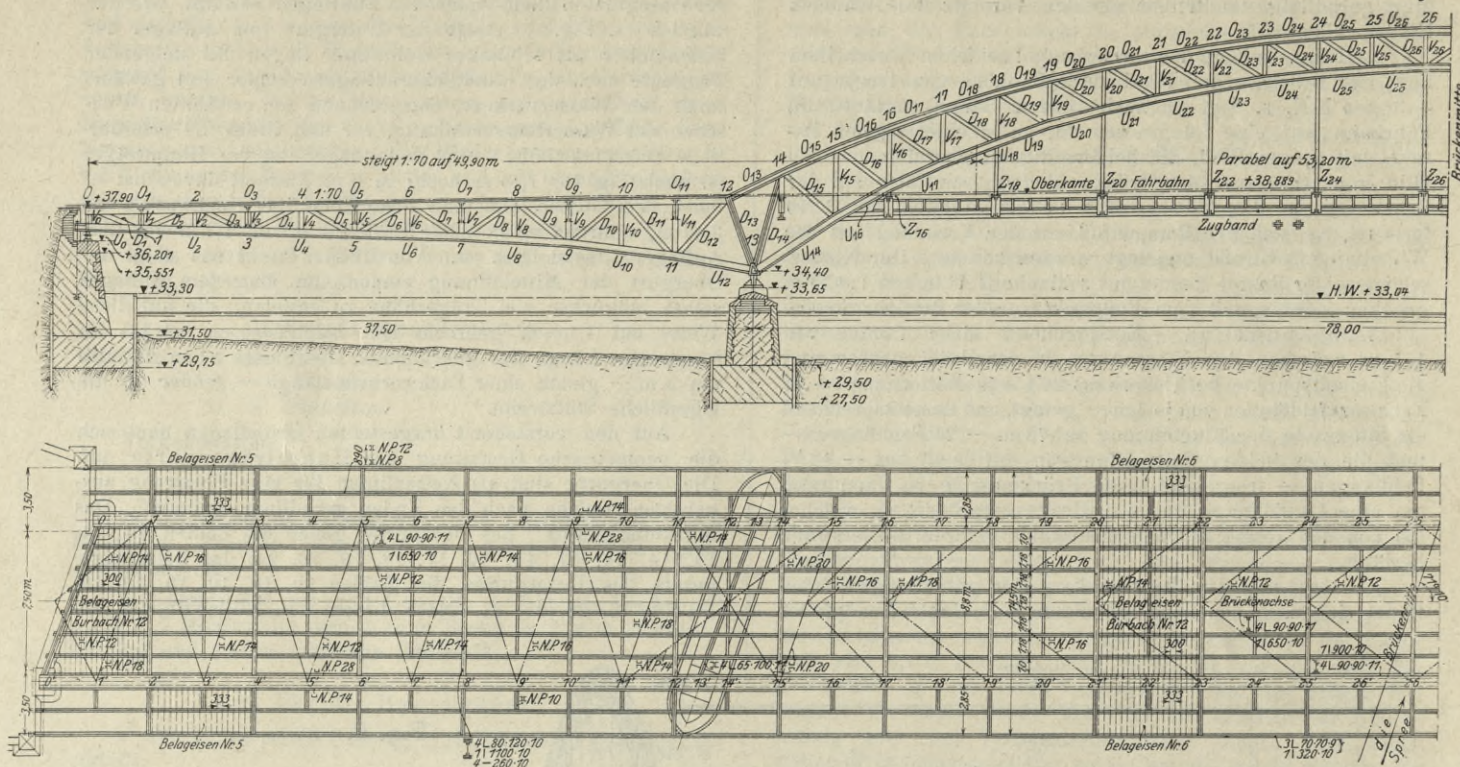
Auf den vorstehend dargestellten Grundlagen baut sich die geometrische Gestaltung der Hauptträgergurte auf. Die Obergurte sind als Kettenlinien für eine Belastung ausgebildet, welche nach den Enden geradlinig zunimmt. Das Belastungsgesetz¹⁾ des Obergurtes geben die Zahlen 14, 14, 14, 14, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, das Belastungsgesetz des Untergurtes die Zahlen 10, 10, 10, 10, 10, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 31. Nach diesem von Müller-Breslau an-

gegebenen Verfahren gestaltet sich die geometrische Berechnung aller Knotenpunkte und die Längenberechnung aller Stäbe, Hebelarme, Gurtschnittpunkte, und was sonst noch an geometrischen Maßen für die statische Berechnung erforderlich ist, wesentlich einfacher als bei jeder andern Formbildung. Ein weiterer Vorzug dieses Verfahrens ist praktisch der, daß man mehrere geometrische Bedingungen, im vorliegenden Falle die Rücksichtnahme auf die Lage der Knotenpunkte, an welche die Zugbänder angeschlossen werden, leichter erfüllen kann. Auch die Verbesserung der Linienführung nach schönheitlichen Gesichtspunkten wird dem Entwerfenden leicht.

Die Füllungsglieder in der Mittelöffnung sind als Pfostenfachwerk mit 3 m Feldweite angeordnet. In der Seitenöffnung ist ein Strebenfachwerk von gleicher Länge mit Zwischenpfosten eingebaut. Die Hängepfosten, an denen die Fahrbahn der Mittelöffnung hängt, sind in gleichen Abständen wie die Querträger, gleich dem doppelten Abstand der Feldlängen (6 m) angeordnet. Nun sind aber, wie oben erwähnt, infolge der Schiefe der Brücke die Hauptträger um 3 m gegeneinander versetzt, während die Querträger der Einfachheit wegen normal zur Brückenachse angeordnet sind. Es muß also hierdurch eine unsymmetrische Anord-

¹⁾ Müller-Breslau, Statik, I. 3. Aufl. S. 427; Bernhard, Zentralblatt der Bauverwaltung 1900.

Fig. 3



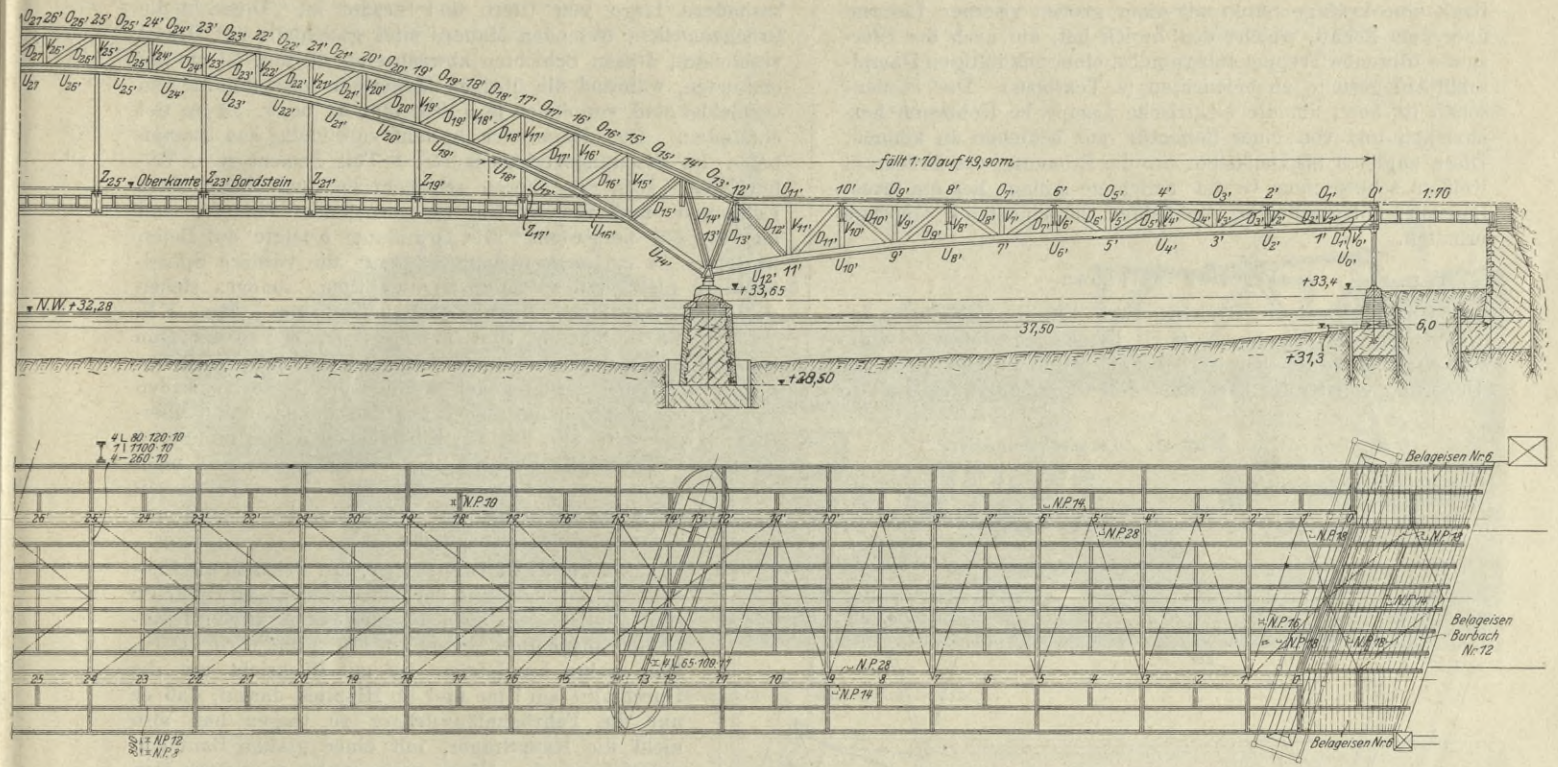
nung der Hängepfosten entstehen. Die mittelsten Hängepfosten Z_{26} bzw. Z_{21} liegen 1,5 m seitlich von der Brückenmitte bzw. vom Bogenscheitel (vgl. auch Fig. 4). Bei dem in Fig. 26 dargestellten Trägernetz liegt der äußerste Hängepfosten (Z_{15}) entfernt, während rechts der entsprechende Hängepfosten bzw. Querträger auf 17', d. h. 6 m von dem Zugbande ($15'$) liegt. Die linke Hälfte des vorderen Hauptträgers entspricht geometrisch genau der rechten Hälfte des hinteren Trägers und die rechte Hälfte des vorderen Trägers der linken des hinteren. Wie die Querträger gespannt sind, geht aus dem Grundriß, Fig. 4, deutlich hervor, z. B. zwischen Punkt 16 und 17'. Im Scheitel liegt der mittelste Querträger zwischen 26 und 26, so daß tatsächlich in der Brückenachse die Querträgermitte 26/26 auch in die Brückenmitte fällt; von hier aus hat eben die Querträgerteilung stattgefunden. Die aus dieser Querträgeranordnung hervorgehende Unsymmetrie in der Hauptträgerform ist jedoch unauffällig. Schon bei der Betrachtung der Zeichnungen, und noch viel mehr des fertigen Bauwerkes, habe ich wiederholt festgestellt, daß auch Fachleuten nichts Unsymmetrisches in der Hauptträgerform aufgefallen ist, daß sie die unsymmetrische Stellung der Hängepfosten, namentlich des mittleren seitlich vom Bogenscheitel, vielmehr erst erkannt haben, nachdem ihnen diese Eigenart sehr eingehend erläutert und begründet worden ist. Und doch sträubt sich mancher Entwerfende vor derartigen konstruktiv durchaus berechtigten Mitteln, weil er besorgt ist, die Unsymmetrie könnte auffallen und ihm als Schönheitsfehler vorgehalten werden. Man darf eben nicht vergessen, daß bei den großen Linien im Brückenbau, namentlich wenn wir sie noch in dem perspektivisch verschobenen Bilde des fertigen Bauwerkes sehen, derartige Ungleichheiten nicht zu erkennen sind, die der Beschauer also auch nicht bemerken können. Bei der Schiefe der Brücke war aber dieses Mittel sehr berechtigt, weil hierdurch sämtliche Querträger rechtwinklig an die Hauptträger angeschlossen und demnach die ganze Fahrbahn gleichartig und in allen Einzelheiten genau wie bei einer geraden Brücke durchgebildet werden konnte. Auch das Quergefälle der Fahrbahn ist normal zur Brückenachse symmetrisch angeordnet, trotzdem sich hierdurch bei der Gestaltung der Hauptträgerteile unmittelbar unter der Fahrbahn (Zugband in der Mittelöffnung und Obergurt in der Seitenöffnung) wie-

derum neue Ungleichheiten ergeben haben. Die Gleichmäßigkeit der Fahrbahnkonstruktion und ihrer rechtwinkligen Anschlüsse sind aber konstruktiv wesentlich wichtiger als die kleine Unsymmetrie in den Hauptträgern. In den Seitenöffnungen sind die Querträger zwischen besondern Zwischenpfosten gespannt, die in den unteren wie in den oberen Knotenpunkten des Strebenfachwerkes angeordnet worden sind. Hier ist nämlich ein Strebenfachwerk bevorzugt, weil es entschieden besseren Eindruck infolge des vorwiegend wagerechten Verlaufs der Gurte macht, während im mittleren Bogen mit seinen von der Wagerechten stark abweichenden Gurtrichtungen die nach der Mitte zu fallenden Schrägen einen ruhigeren Verlauf darbieten als etwa die Zickzackführung der Streben in den rhombisch stark verschobenen Gefachen. Das Pfostenfachwerk mit einfachen gleichgerichteten Schrägen erstreckt sich jedoch nur bis zu den Pfosten in den Enden der Zugbänder, welche je $4\frac{1}{2}$ m von den Auflagerpunkten entfernt sind (15, 15'). Während beim Brückenscheitel ein Querträger durch den Schnittpunkt von Brückenachse und Brückenmitte (s. Fig. 4) gelegt ist, sind die Querträger je 3 m vom Schnittpunkt der Brückenachse mit der Strompfeilermitte angeordnet, treffen also die Hauptträger in 1,5 m und 4,5 m Abstand vom Auflager. Es sind deshalb in Fahrbahnhöhe keine Knotenpunkte senkrecht über den Auflagern angeordnet, also keine Auflagerpfosten nötig, sondern nur die Schrägen D_{13} und D_{14} (s. Fig. 3 und 26). Im Auflagerpunkt laufen infolgedessen 4 Schrägstäbe fächerartig unter nahezu gleichen Winkeln zusammen. Durch sie sind drei Gefache begrenzt, von denen das mittlere über dem Stützpunkt 3 m, die beiden benachbarten 4,5 m breit sind. In diesen drei Gefachen befinden sich keine senkrechten Pfosten. Hier sind die Querträgeranschlüsse in besonderer Weise hergestellt, bei 14 und 12' nämlich durch kurze versteifte Hängebleche, s. Fig. 40.

Wie unter Va noch näher erläutert werden soll, bilden die Hauptträger durchlaufende Balken auf 4 Stützen, deren mittleren Teil als Bogen mit Zugband ausgebildet ist. Sie sind dreifach statisch unbestimmt, jedoch nur für die beweglichen Lasten, da sie während der Aufstellung und der Ausführung der Fahrbahn als Gerberbalken wirken sollten. Erst nach völliger Fertigstellung der Fahrbahn wurde der Stab gegenüber den Gelenken fest angeschlossen.

Die Ausbildung der Hauptträger überhaupt als Gerber-

und 4.



balken um zwei statische Unbestimmtheiten zu vermeiden, ist natürlich in reifliche Erwägung gezogen und vor allem der Eisenaufwand beider Trägerarten in Vergleich gebracht worden. Das Ergebnis der Gewichtberechnungen war, daß bei durchgehenden Trägern nur eine Ersparnis von etwa $\frac{2}{3}$ vH für die Hauptträger erzielt wird; dazu kommt noch die Ersparnis durch Vermeidung der Gerbergelenke und Fugenbildung (doppelte Querträger) innerhalb der Mittelöffnung bei den durchgehenden Trägern. Aber diese verhältnismäßig kleine Kostenersparnis hat nicht den Ausschlag gegeben, den durchgehenden Träger zu bevorzugen, sondern die größere Steifigkeit in der Seitenöffnung. Nach eingehenden Berechnungen würde nämlich die größte Durchbiegung bei Verkehrslasten nur etwa 0,6 der entsprechenden Durchbiegung beim Gerberbalken betragen. Erwägt man dann noch, daß die beim Gerberbalken unvermeidlichen Fugen in der Fahrbahn der Mittelöffnung für den Verkehr und die Unterhaltung des Pflasters einen schweren Uebelstand dauernd herbeiführen, so wird man die Wahl des durchgehenden Trägers im vorliegenden Falle als vollständig gerechtfertigt anerkennen. Der Einfluß geringer Stützensenkungen, der bekanntlich bei durchgehenden Balken eine ungünstige Rolle im allgemeinen spielt, ist in der Berechnung eingehend berücksichtigt und, wie später angegeben, nur als unbedeutend ermittelt. Ueberdies ist er durch die gewählte Aufstellungsart der Eisenkonstruktion sowie durch die Verminderung der Bodenpressungen und namentlich durch möglichste Vermeidung exzentrischer Bodenpressungen tunlichst unschädlich gemacht, somit bei dem vorliegenden Baugrund ungleichen Stützensenkungen nach Möglichkeit vorgebeugt, was auch die bisherigen Beobachtungen durchaus bestätigt haben.

Feste Lager sind nur auf dem linken Strompfeiler angeordnet, alle übrigen Lager sind beweglich. Das rechte Brückende stützt sich auf die Ufermauer mit Pendelpfeiler, die Seitenöffnung und Uferstraße trennen. Eine Verankerung der Trägerenden mit dem Mauerwerk ist aus Sicherheitsgründen vorgesehen, trotzdem bei der ungünstigen Belastung kein Zug auftritt. Es ist dabei der Möglichkeit Rechnung getragen, daß die Mittelöffnung mit der andert-halbfachen Nutzbelastung gefüllt ist, während die Seitenöffnungen leer sind, ein Fall, der in der Zukunft somit ohne gefährliche Ueberanstrengung des Materials nicht völlig ausgeschlossen zu sein braucht.

Der Windverband ist an den Brückenden unmittelbar auf den Endpfeilern gelagert, so daß die wagerechten Windkräfte hier vom Mauerwerk mittels entsprechend ausgebildeter Windaufleger aufgenommen werden können, infolgedessen haben die Endauflager der Hauptträger sowie die Pendelsäulen nur senkrechte Kräfte aufzunehmen. Die Windstreben bestehen aus 2 \square -Eisen, die etwa in Höhe der Schwerlinien an die Hauptträgeruntergurte in den Seitenöffnungen angeschlossen sind. Dadurch soll auch zugleich erreicht werden, daß die Windstreben nicht in unvorteilhafter Weise aus den Umrißlinien der Untergurte hervortreten. Der Windverband ist also durch den Hauptträger vollständig verdeckt. In der Seitenöffnung bildet der Hauptträger-Untergurt, in der Mittelöffnung die Zugbänder die Windgurtungen.

Nach vorstehender Darstellung bilden also die Hauptträger mit ihrem kräftig gegliederten Fachwerk, das sich, in den Seitenöffnungen unter der Fahrbahn in geringster Stärke über den hochgelegenen Endstützpunkten beginnend, in schlanken Umrißlinien nach den eben über dem Wasserspiegel gelegenen Stützpunkten auf den Strompfeilern senkt und sich von hier aus in der mehr als doppelt so weiten Mittelöffnung mit fast gleichmäßig starken Bogen hoch über der Schiffahrtstraße wölbt, mit ihrer von Ufer zu Ufer zusammenhängenden, geschlossenen Linienführung die eng an die Bedürfnisse der verschiedenen Oeffnungen angepaßte Eigenart und das kennzeichnende Gepräge der ganzen Brückenanlage (s. Textblatt). In architektonischer Hinsicht habe ich mir deshalb angelegen sein lassen, das Ingenieurbauwerk nicht durch viel kleinliches, in seiner Zweckbestimmung unbegründetes Beiwerk zu beladen, den Eindruck aber durch eine gefällige Formgebung der Konstruktionsteile selbst, z. B. bei den Hängepfosten, zu heben, was nur geringe Mittel erfordert hat.

Den Geländern sind nicht bloß aus Sparsamkeitsgründen möglichst einfache Schmiedeformen gegeben, sondern auch, um die Gesamtwirkung nicht zu beunruhigen. Auf die Flügelmauern der Endpfeiler sind kräftige steinerne Brüstungen mit Lichtträgern gesetzt; dadurch sind die Brückenzugänge ohne Einschränkung der Nutzbreiten, ohne verkehrssperrende Portalbauten hinreichend betont. Gußeiserne Lichtmasten stehen über den Strompfeilern, wo die Bogen der Mittelöffnung aus der Fahrbahn emporsteigen.

In völliger Unabhängigkeit steht neben dem Brücken-

ende auf der Oberschöneweider Seite in Verbindung mit einer Bank eine kräftige Säule mit einer großen eisernen Laterne über dem Schaft, welche den Zweck hat, die nach der Uferstraße führende Treppenanlage nebst einer zukünftigen Dampf-schiff-Anlagestelle zu beleuchten (s. Textblatt). Der Säulenschaft ist hohl, um die elektrische Lampe im Hohlraum herabziehen und von einer Seitentür aus bedienen zu können. Diese zugleich als Denkstein für die Erbauung der Brücke in weißem schlesischem Granit errichtete Anlage hat ein ihrem Baustoff entsprechendes schlichtes monumentales Gepräge erhalten.

IV. Der Unterbau.

Die allgemeinen Gesichtspunkte für die Gestaltung des Unterbaues sind im Abschnitt III bereits angegeben. Da die Sohlenabmessungen bereits bestimmt werden mußten, ehe der Ueberbau vollständig berechnet und durchgearbeitet war, so

Fig. 5. Linker Landpfeiler.

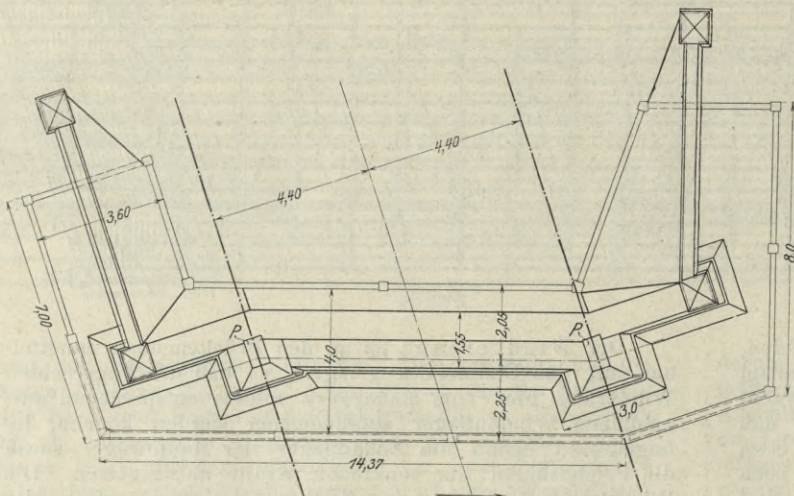
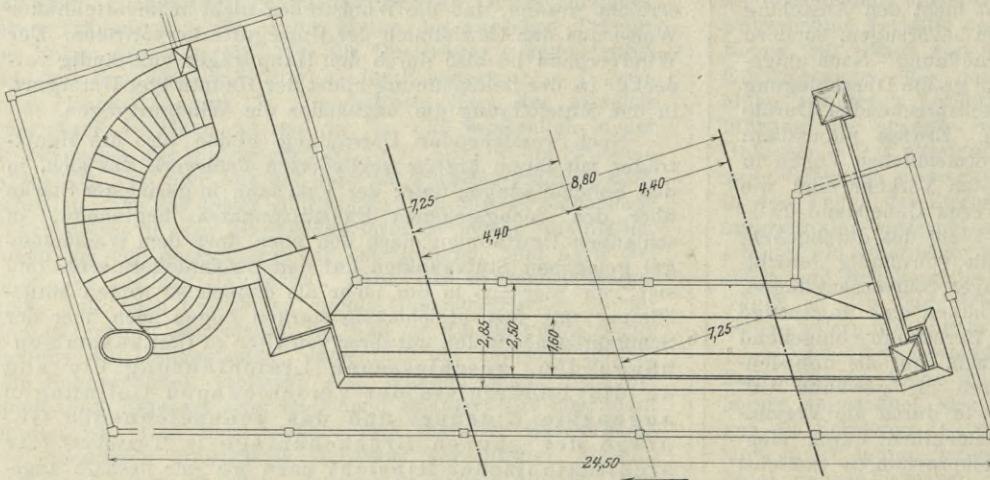


Fig. 6. Rechter Landpfeiler.



mußte die erste vorläufige statische Berechnung des Ueberbaues unter möglichst ungünstigen Annahmen der Gestaltung des Unterbaues zugrunde gelegt werden, um unter allen Umständen nicht zu knapp zu greifen.

Der linke Landpfeiler, Fig. 3 und 5, ist nun so gestaltet, daß er beim größten Auflagerdruck nur eine Bodenpressung von 2,1 kg/qcm erzeugt; dementsprechend ist die Lage der Auflager des Haupttragwerkes gewählt, indem nämlich die Betonsohle entsprechend dem Erddruck der Hinterfüllung nach dem Wasser zu vorgeschoben ist. Die eigentlichen Tragpfeiler, P in Fig. 5, sind aus dem Mauerwerk rechtwinklig zur Brückenrichtung hervorgeholt und vollständig mit Granit bekleidet. Zwischen beiden verläuft die Pfeileröffnung parallel zur Stromrichtung, außerhalb normal zur Brücken-

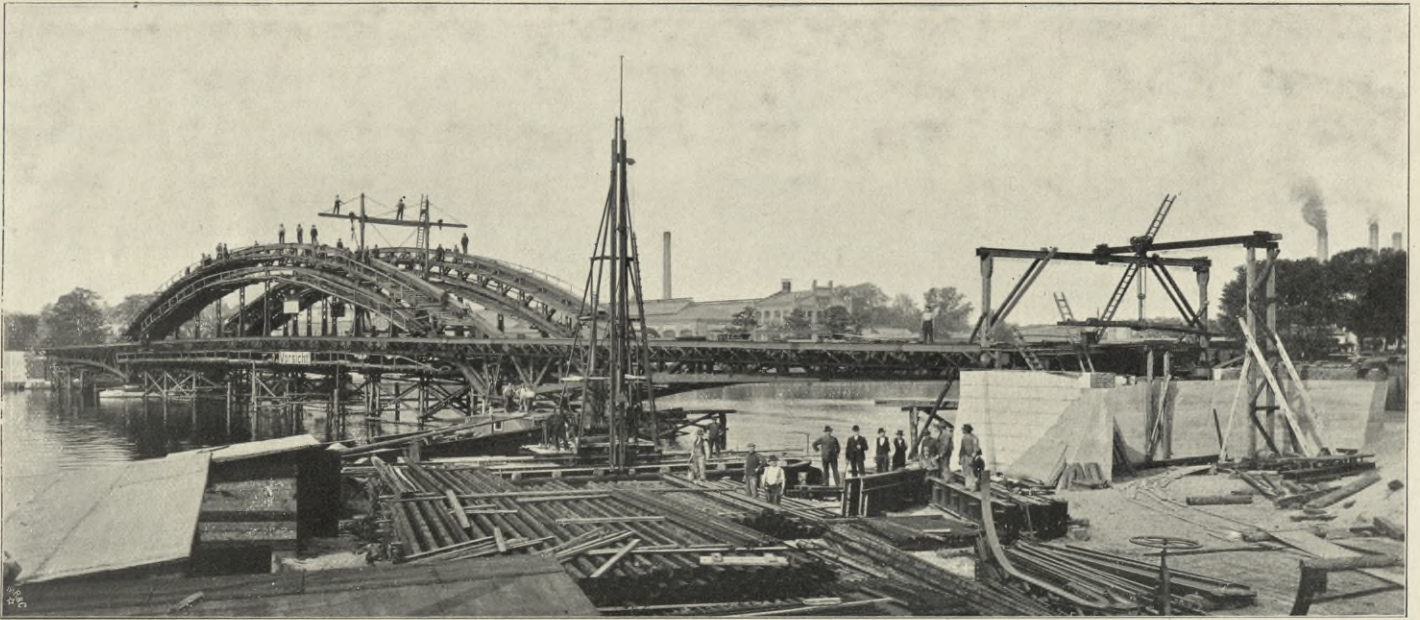
richtung. Die Flügelmauern schließen sich entsprechend der besondern Lage von Ufern und Straßen an. Diese in die Brückenansicht tretenden Mauern sind gleichfalls mit Granit verblendet, dessen Schichten abwechselnd 35 und 50 cm tief einbinden, während die übrigen Mauerteile mit roten Ziegeln verkleidet sind, von denen je 5 Schichten 25 bzw. 38 cm tief einbinden. Der Mauerkerne besteht vollständig aus Stampfbeton im Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement zu 6 Teilen Kies. Nur die oberen schwächeren und durch viele Leitungen und Werkstücke unterbrochenen Mauern sind aus Ziegeln hergestellt. Die Gründung erfolgte auf Beton zwischen 12 cm starken Spundwänden; die vordere Spundwand ist nicht unter Wasser abgeschnitten, sondern stehen geblieben, mit einem Holm abgedeckt und bis + 33,30 NN. — d. i. die bestehende Uferhöhe — hinterfüllt, so daß man bei Bedienung der anlegenden Schiffe nötigenfalls noch vor dem Landpfeiler vorbei gehen kann. Die hinteren Enden der Flügelmauern sind aus den Fundamenten übergekragt. Die übrigen Einzelheiten gehen aus Fig. 5 hervor. Die hinteren Begrenzungsflächen sind möglichst glatt gehalten, und in den oberen Teilen mit Goudron gestrichen. Das Material ist überall nur äußerst mäßig beansprucht.

Der rechte Uferpfeiler, auf welchem die Pendelstützen stehen, und der benachbarte Landpfeiler sind ähnlich dem eben beschriebenen linken Landpfeiler ausgebildet; es sei auf Fig. 3 und 6 verwiesen. Der rechte Landpfeiler ist mit Rücksicht auf die Durchfahrt am Ufer und im Hinblick darauf, daß er nur die Fahrbahnträger zu tragen hat, also nicht die Hauptträger, mit einer glatten Bauflucht parallel zu den Ufern ausgestattet, an welche sich die Flügelmauern für die Oberschöneweider Rampe schiefwinklig anschließen. An der stromab gelegenen Seite ist mit dem Landpfeiler die oben erwähnte Treppenanlage vereinigt, die über den Fundamenten hohl gemauert ist (vergl. Textblatt), und dadurch eine in Uferhöhe zugängliche Kammer bildet, welche für die Schalttafel der elektrischen Brückenbeleuchtung sowie für die Aufbewahrung von Reinigungsgeräten ausgenutzt ist. Bei den Land- und Uferpfeilern sind die Fundamente bei gesenktem Wasserspiegel aus geführt, der Beton also bis zur Sohle im Trocken gestampft.

Die Strompfeiler, Fig. 7 bis 10, haben ein 19 m langes, 4,65 m breites und 2 m hohes Betonbett erhalten, das unter Wasser zwischen Spundwänden von 0,15 cm Stärke, Fig. 10, geschüttet ist. Sie üben auf den Baugrund nur eine Pressung von 2 kg/qcm aus. Die Betonschüttung erfolgte mittels eines Trichters. Für die verschiedenen Schütthöhen ist dieser so hergerichtet, daß er während der Ausführung leicht teleskopartig zusammengeschoben werden kann. Er ist auf einer Schiebebühne befestigt, die auf den Spundwänden läuft; es kann also mit diesem Trichter Beton nach jedem Punkte des zuschüttenden Betonbettes unter voller Füllung gebracht werden, ohne daß eine Entmischung im Wasser zu befürchten ist. Die Pfeilerlänge selbst ist möglichst eingeschränkt und nur soweit außerhalb der Hauptträger mit anschließender Vorkopfbildung fortgesetzt, als es die Druckübertragung vom Auflagerstein auf die unterliegenden Bauteile erfordert. Auch hier ist der Pfeilerkerne aus Stampfbeton, die Außenfläche über Wasser aus Granit, unter der Brücke, ebenso wie in den vom Wasser umspülten Flächen aus Klinkern gebildet. Außer dem schon erwähnten Verband zwischen Verblendung und Kern sind noch eiserne Ringanker im Beton gelagert (Fig. 8 und 10), über welche Klammern greifen, die in den Zementfugen der Ver-

Bernhard: Die Treskow-Brücke zu Oberschöneweide bei Berlin.

Aufstellung des eisernen Ueberbaues vom linken stromab gelegenen Ufer aus.



Gesamtansicht von stromabwärts.



Gesamtansicht vom rechten stromab gelegenen Ufer aus.



blendung haften. Auf diese Weise ist aus Sicherheitsgründen das Mauerwerk zu einem unzertrennlichen Ganzen verbunden. Fig. 9 zeigt den Steinschnitt der Auflager und Abdecksteine. Die obere Breite des Stropfweilers ist auf 2,65 m festgelegt; für die Auflagerquader ist $1,65 \times 1,65$ qm Grundfläche erforderlich, um den Auflagerdruck auf das Klinkermauerwerk zu verteilen, das in den oberen Schichten soweit fortgeführt ist, bis die Druckübertragung auf Beton zulässig war.

Die Ausführung des gesamten Unterbaues war der Firma Philipp Holzmann & Co. in Frankfurt a. M., Baubureau Berlin, auf dem Wege der Verdingung übertragen und fiel im wesentlichen in die Zeit vom Juni bis Dezember 1903. Zur Verwendung gekommen ist Striegauer Granit und Klinker aus der eigenen Ziegelei der Unternehmer zu Sauen.

V. Der eiserne Ueberbau.

a) Statische Berechnung.

1. Hauptträger. Für die zweite und endgültige statische Berechnung sind die Querschnitte und Gewichte der Eisenkonstruktion der unter IV erwähnten ersten Berechnung,

Fig. 7.

Linker Stropfweiler.

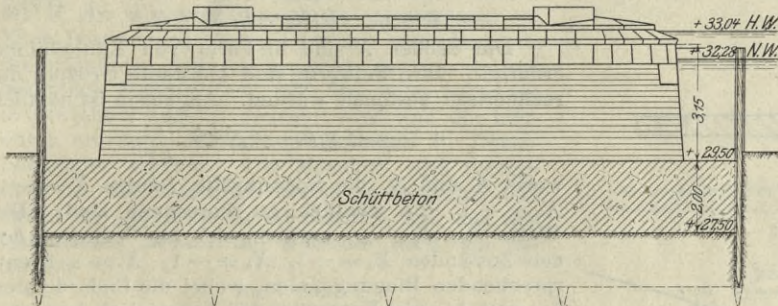
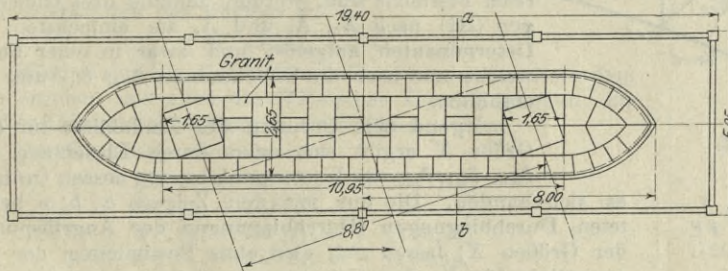


Fig. 9.



welche für die Gestaltung und Ausführung des Unterbaues maßgebend war, zugrunde gelegt.

Das Gewicht der Fahrbahnabdeckung hat sich ohne Längsträger zu 410 kg/qm, mit Längsträgern zu 572 kg/qm, das der Gehwege zu 340 kg/qm ergeben. Unter beiden Gehwegen sind für Gas- und elektrische Leitungen je 300 kg/m bleibende Last angenommen.

Das Gewicht jedes der beiden Hauptträger ist für die Seitenöffnung zu 1,4 t/m, für die Mittelöffnung zu 1,7 t/m in Rechnung gesetzt und für den Windverband 30 kg/qm angenommen. Da für 1 m Brückenlänge ein Gewicht von 7,0 t/m (ohne Hauptträger) ermittelt ist, so ist das gesamte Eigengewicht für die Seitenöffnung

$$g_s = 7 + 2 \cdot 1,4 = 9,8 \text{ t/m,}$$

für die Mittelöffnung

$$g_m = 7,0 + 2 \cdot 1,7 = 10,4 \text{ t/m,}$$

und die der Berechnung zugrunde gelegten Knotenpunktlasten infolge des Eigengewichtes somit bei 6,0 m Feldweite für die Seitenöffnung

$$G_s = \frac{9,8 \cdot 6,0}{2} = 29,4 \text{ t,}$$

für die Mittelöffnung

$$G_m = \frac{10,4 \cdot 6,0}{2} = 31,2 \text{ t.}$$

Als Verkehrslasten sind für die Fahrbahnteile ein 20 t schwerer Wagen, daneben Wagen von 12 t Gewicht, (s. die unter II gegebenen Grundlagen) bzw. eine Dampfwalze von 23 t Gewicht angenommen, wobei weiterer Verkehr auf der Brücke ausgeschlossen sein sollte. Für die Berechnung der Hauptträger ist eine Last von 400 kg/cm über Fahrbahn und Fußweg gleichmäßig verteilt gedacht.

Die Verkehrslast der Hauptträger erzeugt dadurch eine Knotenlast von

$$P = \frac{11,65 \cdot 6,0 \cdot 0,4 \cdot \frac{11,65}{2}}{8,8} = 18,5 \text{ t.}$$

Der Winddruck ist mit 250 kg/qm bei unbelasteter Brücke und 150 kg/qm bei belasteter Brücke mit einem Verkehrsbande von 2,5 m Höhe in Rechnung gestellt.

Für den Winddruck auf die Brücke selbst ist die Angriffsfläche der Fahrbahn und des Hauptträgers der Windseite in einfacher, die des Hauptträgers der Leeseite in 0,4-

Fig. 8.

Schnitt a-b.

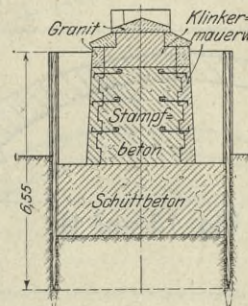
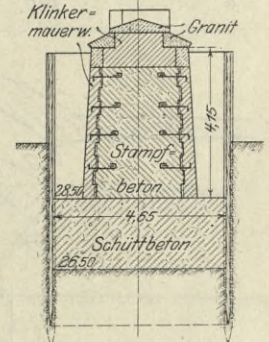


Fig. 10.

Rechter Stropfweiler.



facher Größe berücksichtigt, zusammen also die 1,4-fache Ansichtsfläche in Rechnung gesetzt. Ferner ist eine ungleichmäßige Erwärmung des Mittelbogens durch Sonnenbestrahlung um 10° C vorausgesetzt.

Das Tragwerk soll aus Flußeisen, die Lager und Anker aus Stahl hergestellt werden. Bei Ermittlung der Stabspannkkräfte ist für jeden Konstruktionsteil die ungünstigste Verteilung der Verkehrslast angenommen und mittels Einflußlinien bestimmt. Bei der Bestimmung der Querschnitte waren Grenzbeanspruchungen, wie sie in den unter II gegebenen Grundlagen angeführt sind, zugelassen.

Die beiden Hauptträger sind Balken auf vier Stützen. In der Mittelöffnung bestehen sie aus Bogenfachwerk mit nahe an den Auflagern angreifenden Zugbändern, die dem Ausweichen der Bogenenden, ähnlich dem Zugband beim Zweigelenkbogen, entgegenwirken, s. Fig. 11.

Bezüglich der Auflagerung sind also die Hauptträger zweifach statisch unbestimmt; durch Anordnung des Zugbandes tritt noch eine innerliche überzählige Kraft, der Horizontalzug H des Zugbandes, hinzu. Insgesamt sind also drei unbestimmte Größen vorhanden, die mittels der drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene nicht bestimmt werden können. Die Träger sind daher dreifach statisch unbestimmt. Als statisch nicht bestimmbar sind die Auflagerwiderstände der Endstützen $X_a = A$ und $X_b = B$, ferner der Horizontalzug $X_c = H$ im Zugband eingeführt. Das in Fig. 12 dargestellte statisch bestimmte Hauptsystem (mit $X_a = 0$, $X_b = 0$, $X_c = 0$) ist ein Balken mit über die Stützen C und D ragenden Enden.

Zur Bestimmung der statisch nicht bestimmbar Größen X_a , X_b und X_c sind die aus dem Gesetz der virtuellen Verrückungen folgenden Elastizitätsgleichungen durch Anwen-

ding dieses Gesetzes auf die drei gedachten Belastungszustände $X_a = -1$, $X_b = -1$ und $X_c = -1$ benutzt.

Es bedeute:

- s die Länge eines Stabes,
- F dessen Querschnitt,
- E den Elastizitätsmodul des Eisens,
- t die für alle Punkte des Stabes gleiche Wärmeänderung,
- ε das Ausdehnungsmaß für 1°C ,
- S_a, S_b, S_c diejenigen Stabkräfte, die den Zuständen $X = 0, X_a = -1, X_b = -1, X_c = -1$ der Reihe nach entsprechen,
- L_a, L_b, L_c die virtuellen Arbeiten der an den Auflagern des statisch bestimmten Hauptsystems angreifenden Stützwiderstände für die Zustände $X_a = -1, X_b = -1, X_c = -1$,
- $\delta_a, \delta_b, \delta_c$ die wirklichen Verschiebungen der Angriffspunkte von X_a, X_b und X_c in Richtung dieser Kräfte.

Fig. 11 und 12.

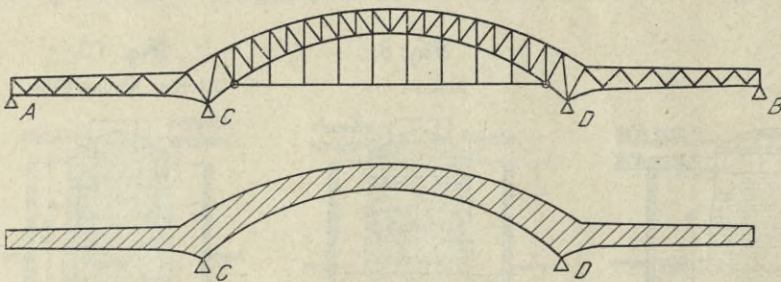
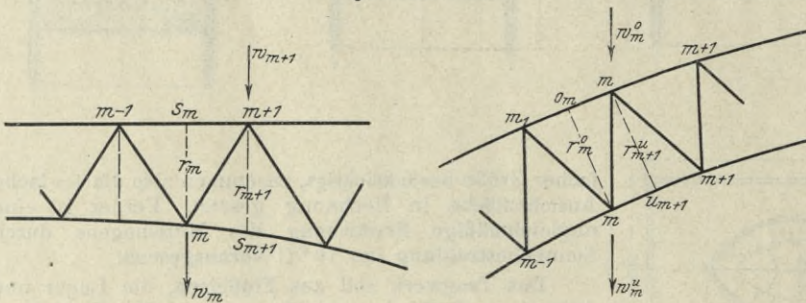


Fig. 13 und 14.



Die Elastizitätsgleichungen lauten, wenn man $q = \frac{s}{EF}$ setzt (vergl. Müller-Breslau, Graph. Statik II 1 3. Aufl. S. 22):

$$\left. \begin{aligned} L_a + \delta_a &= \sum S_a S_o q - X_a \sum S_a^2 q - X_b \sum S_a S_b q \\ &\quad - X_c \sum S_a S_c q + \sum S_a \varepsilon t s \\ L_b + \delta_b &= \sum S_b S_o q - X_a \sum S_b S_a q - X_b \sum S_b^2 q \\ &\quad - X_c \sum S_b S_c q + \sum S_b \varepsilon t s \\ L_c + \delta_c &= \sum S_c S_o q - X_a \sum S_c S_a q - X_b \sum S_c S_b q \\ &\quad - X_c \sum S_c^2 q + \sum S_c \varepsilon t s \end{aligned} \right\} \text{(I)}$$

Die in den Gleichungen (I) vorkommenden Summenausdrücke erstrecken sich über sämtliche notwendigen Stäbe¹⁾ und lassen sich zweckmäßig durch die Verschiebungen der Knotenpunkte des Fachwerkes deuten. Man erhält auf diese Weise folgende Form der Elastizitätsgleichungen (vergl. Müller-Breslau, Graph. Stat. II S. 25):

$$\left. \begin{aligned} L_a + \delta_a &= \sum P_m \delta_{ma} - X_a \delta_{aa} - X_b \delta_{ab} - X_c \delta_{ac} + \delta_{at} \\ L_b + \delta_b &= \sum P_m \delta_{mb} - X_a \delta_{ba} - X_b \delta_{bb} - X_c \delta_{bc} + \delta_{bt} \\ L_c + \delta_c &= \sum P_m \delta_{mc} - X_a \delta_{ca} - X_b \delta_{cb} - X_c \delta_{cc} + \delta_{ct} \end{aligned} \right\} \text{(II)}$$

In diesen Gleichungen bedeuten bekanntlich

$\delta_{ma}, \delta_{mb}, \delta_{mc}$ die Verschiebungen des Angriffspunktes m einer Last P_m im Sinne dieser Last bei den Zuständen $X_a = -1, X_b = -1, X_c = -1$,

$\delta_{aa}, \delta_{bb}, \delta_{cc}$ die Verschiebungen der Angriffspunkte a, b, c der Kräfte X_a, X_b, X_c im Sinne der drei Kräfte, hervorgebracht durch die obigen drei Belastungszustände,
 δ_{ab} die Verschiebung von a infolge $X_b = -1$,
 δ_{ac} die Verschiebung von a infolge $X_c = -1$ usw. (vergl. Müller-Breslau, Graph. Stat. II S. 23, 24).

Nach dem Maxwellschen Satz ist außerdem

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ab} &= \delta_{ba}, \\ \delta_{ac} &= \delta_{ca}, \\ \delta_{bc} &= \delta_{cb}. \end{aligned} \right\}$$

Sieht man vorerst von dem Einfluß der Wärmeänderungen und Stützensenkungen ab und setzt man, entsprechend einer über den Träger wandernden Last $1, P_m = 1$, so vereinfachen sich die Elastizitätsgleichungen wie folgt:

$$\left. \begin{aligned} 0 &= \delta_{ma} - X_a \delta_{aa} - X_b \delta_{ab} - X_c \delta_{ac} \\ 0 &= \delta_{mb} - X_a \delta_{ba} - X_b \delta_{bb} - X_c \delta_{bc} \\ 0 &= \delta_{mc} - X_a \delta_{ca} - X_b \delta_{cb} - X_c \delta_{cc} \end{aligned} \right\} \text{(III)}$$

Aus den Gleichungen (III) lassen sich die statisch nicht bestimmaren Größen berechnen, da sämtliche Verschiebungen ermittelt werden können.

Nach Berechnung von X_a, X_b und X_c läßt sich jede Stabkraft S bzw. Auflagerkraft R als lineare Funktion darstellen und zwar in folgender Form:

$$\left. \begin{aligned} S &= S_o - S_a X_a - S_b X_b - S_c X_c \\ R &= R_o - R_a X_a - R_b X_b - R_c X_c \end{aligned} \right\} \text{(IV)}$$

Die Größen X sind in Form von Einflußlinien ermittelt. Ihre Beiwerte sind konstante Größen, die rechnerisch bestimmt wurden. Allgemein ist nämlich

$$\delta_{ik} = \sum S_i S_k q = \sum S_i S_k \frac{s}{EF},$$

worin S_i und S_k die Spannkkräfte infolge $X_i = -1, X_k = -1$, die sämtlich zu berechnen sind. Die Werte $\delta_{ma}, \delta_{mb}, \delta_{mc}$ ergaben sich als Ordinaten der den Zuständen $X_a = -1, X_b = -1, X_c = -1$ entsprechenden Biegungslinien, wobei die Endordinaten δ_{ab} und δ_{ba} zur Kontrolle der rechnerisch bestimmten Größen dienen.

Nachdem die Beiwerte der Größen X rechnerisch bestimmt sind, werden dann die drei Gleichungen (III) nach X_a, X_b und X_c am einfachsten mit Determinanten aufgelöst und zwar in einer Form, welche nur noch die Unbekannten δ_{ma}, δ_{mb} und δ_{mc} enthalten.

Irgend eine Ordinate der Einflußlinie für eine Größe X ergibt sich dann durch Einsetzung von $\delta_{ma}, \delta_{mb}, \delta_{mc}$ des Knotenpunktes, um dessen Ordinate es sich handelt. Die nur mit den Zeigern a, b, c behafteten Durchbiegungen (Durchbiegungen der Angriffspunkte der Größen X) lassen sich also ohne Bestimmung der Biegungslinie für die drei Belastungszustände ermitteln.

Um aber die Durchbiegungen δ_m zu erhalten, ist die Ermittlung der einzelnen Biegungslinien erforderlich. Dies ist nun mit Hilfe der »elastischen Gewichte« — w -Gewichte — geschehen.

Die elastischen Gewichte sind allgemein für irgend einen Punkt m beim Strebenfachwerk, Fig. 13 (Seitenöffnung), nach Müller-Breslau, (Graph. Stat. II 1 S. 188):

$$w_m = \frac{S_m s_m}{E F_m r_m} = \frac{M_m s_m}{E F_m r_m^2} \dots \text{(V)}$$

beim Ständerfachwerk, Fig. 14 (Mittelloffnung), dementsprechend:

$$w_m = w_m^o + w_m^u = \frac{M_m u_{m+1}}{E F_m r_{m+1}^2} + \frac{M_m o_m}{E F_m r_m^2} \dots \text{(VI)}$$

In diesen Formeln bedeutet M_m das Angriffsmoment, hervorgerufen durch den Zustand, für den die w -Gewichte bestimmt werden sollen. Für den Zustand $X_a = -1$, der in Fig. 15 dargestellt ist (Kraft $+1t$ nach unten wirkend), ist die Momentenfläche im Dreieck mit der Grundlinie $l_1 + l_2$ und der Höhe $1t$, Fig. 16, und das Moment M_m ist gleich ihrer m ten Ordinate. Für die Zustände $X_a = -1$ und $X_b = -1$ ist die Rechnung jedoch nur einmal durchzuführen,

¹⁾ Die Pfosten der Seitenöffnungen sind nur des Anschlusses der Querträger wegen angeordnet und gehören nicht zum Hauptsystem.

da der Zustand $X_b = -1$ (s. Fig. 17 und 18) das Spiegelbild des Zustandes $X_a = 1$ ist, weil hier gleiche Seitenöffnungen vorhanden sind.

Für den Zustand $X_c = -1$, Fig. 19 (Kraft $+1$ t als Druck im Zugband), ist das Angriffsmoment gleich der Ordinate des entsprechenden Knotenpunktes bezüglich des Zugbandes. Für diesen Zustand entstehen nur Momente innerhalb der Anschlußpunkte des Zugbandes, da für einen Schnitt außerhalb desselben seine Spannkraft keinen Einfluß mehr hat bzw. weil schon im bogenförmigen Teil die Summe der Horizontalkräfte gleich null sein muß. Die w -Gewichte sind also für die Knotenpunkte außerhalb des Zugbandes für den Zustand $X_c = -1$ gleich null. Zur Vereinfachung sind übrigens nicht die w -Gewichte selbst, sondern ihre EF_c -fachen Werte (wobei F_c einen konstanten, aber sonst beliebigen Querschnitt bedeutet) bestimmt, und zwar nach den entsprechenden Formeln

$$EF_c w_m = \frac{M_m g_m F_c}{r_m^2 F_m} \quad (V')$$

$$EF_c w_m = \frac{M_m u_m + 1}{r_m^2 + 1} \frac{F_c}{F_m} + \frac{M_m o_m F_c}{r_m^2 F_m} \quad (VI)$$

Die Querschnitte F_m sind der vorangegangenen ersten Berechnung entnommen, während für F_c ein mittlerer Querschnitt angenommen ist. Nach Bestimmung der w -Gewichte sind dann die Biegungslinien dadurch ermittelt, daß das statisch bestimmte Hauptsystem mit den entsprechenden w -Gewichten belastet gedacht wird und die hierdurch erzeugten Momente bekanntlich die Durchbiegungen ergeben. Die Momente sind rechnerisch in der bekannten Weise so bestimmt, daß zuerst die Querkräfte Q tabellarisch, und aus den Querkräften hierauf die Momente nach der Beziehung

$$\frac{M_m}{\lambda} = \frac{M_{m-1}}{\lambda} + Q_m$$

ermittelt sind.

Da hierbei $\lambda = 1$ gesetzt werden kann, so ergibt sich aus den Querkräften das Moment zu

$$M_m = M_{m-1} + Q_m.$$

Hierbei sind die EF_c -fachen w -Gewichte bestimmt worden; also ergeben sich auch die EF_c -fachen Durchbiegungen, die in die Elastizitätsgleichungen einzuführen waren.

Das Rechnungsergebnis ist:

$$\begin{aligned} EF_c \delta_{a,a} &= EF_c \delta_{b,b} = + 5801,69, \\ EF_c \delta_{a,b} &= EF_c \delta_{b,a} = + 2503,48, \\ EF_c \delta_{a,c} &= EF_c \delta_{c,a} = - 1163,60, \\ EF_c \delta_{b,c} &= EF_c \delta_{c,b} = - 1164,90, \\ EF_c \delta_{c,c} &= + 472,75. \end{aligned}$$

Mit diesen Werten sind dann:

$$X_a = 0,0003457 \delta_{ma} + 0,0000429 \delta_{mb} + 0,0009566 \delta_{mc} = X_b,$$

$$X_c = 0,0009566 \delta_{ma} + 0,0009593 \delta_{mb} + 0,006834 \delta_{mc}$$

berechnet.

Nach Einsetzung der Durchbiegungen δ_m aus den bereits berechneten Biegungslinien ergeben sich schließlich für die Ordinaten der X_a , (X_b) und X_c -Linie¹⁾ nebenstehende Werte:

Sind die Einflußlinien für X_a , X_b und X_c bekannt, so ergeben sich die der übrigen Größen nach Gl. (IV). Fig. 20 bis 23 zeigen die Einflußlinien für die Endauflagerkraft X_a , den Horizontalzug X_c und den Stützendruck der Mittelstütze C .

Mit den auf S. 7 angegebenen Knotenlasten und Windzuschlägen ermittelte sich

$$\begin{aligned} A_g &= + 71,9 \text{ t} \\ \max A_p &= + 56,7 \text{ t} \quad \min A_p = - 11,0 \text{ t} \\ A^{\max} &= + 128,6 \text{ t} \quad A_c = + 3,2 \text{ t} \end{aligned}$$

¹⁾ In den Anschlußpunkten der Querträger an den hinteren Hauptträger.

Fig. 15 und 16.

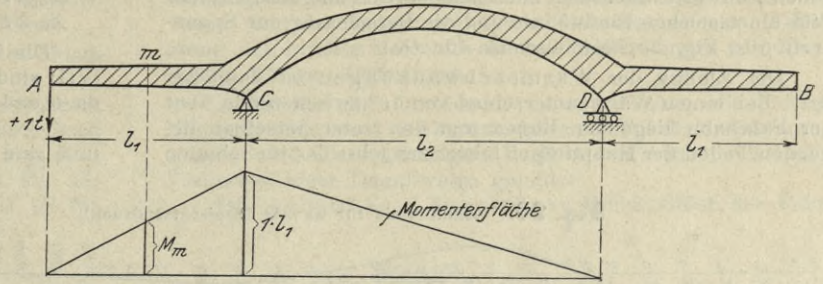


Fig. 17 und 18.

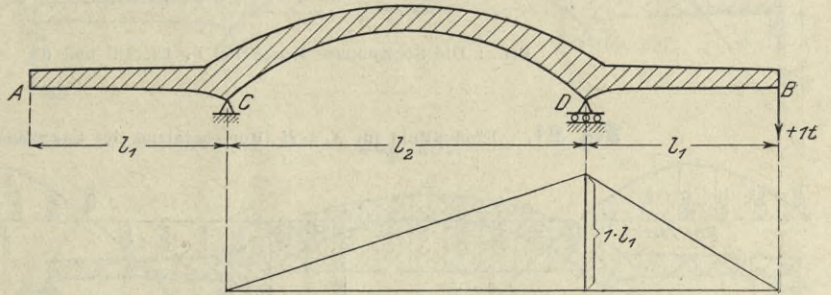
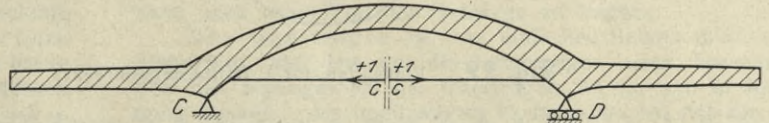


Fig. 19



m	X_a	X_b	X_c
0	+ 1,000	0	0
1	+ 0,880	- 0,005	- 0,112
3	+ 0,652	- 0,013	- 0,299
5	+ 0,448	- 0,019	- 0,421
7	+ 0,276	- 0,020	- 0,453
9	+ 0,149	- 0,016	- 0,364
11	+ 0,057	- 0,008	- 0,175
13	0	0	0
14	- 0,018	+ 0,003	+ 0,062
16	- 0,077	+ 0,015	+ 0,338
18	- 0,110	+ 0,026	+ 0,654
20	- 0,113	+ 0,030	+ 0,973
22	- 0,093	+ 0,023	+ 1,288
24	- 0,064	+ 0,007	+ 1,429
26	- 0,033	- 0,018	+ 1,514
25'	- 0,004	- 0,048	+ 1,490
23'	+ 0,016	- 0,079	+ 1,347
21'	+ 0,028	- 0,105	+ 1,116
19'	+ 0,029	- 0,115	+ 0,818
17'	+ 0,021	- 0,097	+ 0,494
15'	+ 0,009	- 0,050	+ 0,194
13'	0	0	0
12'	- 0,003	+ 0,018	- 0,060
10'	- 0,013	+ 0,100	- 0,279
8'	- 0,019	+ 0,207	- 0,424
6'	- 0,020	+ 0,357	- 0,453
4'	- 0,017	+ 0,547	- 0,370
2'	- 0,010	+ 0,764	- 0,213
0'	0	+ 1,000	0

$$\begin{aligned} H_g &= + 257,5 \text{ t} \\ \max H_p &= + 215,8 \text{ t} \quad \min H = - 67,0 \text{ t} \\ H^{\max} &= + 473,3 \text{ t} \quad H_w = + 20,2 \text{ t} \text{ bzw. } + 27,7 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C^0 &= D^0 = + 330,0 \text{ t} \\ \max C^p &= \max D^p = + 203,0 \text{ t} \quad \min C^p = - 3,5 \text{ t} \\ C^{\max} &= + 533,0 \text{ t} \quad C_w = + 19,4 \text{ t} \end{aligned}$$

Die Einflüsse sind tabellarisch ausgerechnet, die gefundenen Endwerte außerdem noch zeichnerisch aufgetragen; das Bild einer solchen Einflußlinie und die Berechnung der Spannkraft gibt Fig. 23 beispielsweise für O_{15} .

Der Einfluß der Wärmeschwankungen ist doppelter Art. Bei einem Wärmeunterschied von 10° zwischen den über der Fahrbahn liegenden Bogen und den unter derselben liegenden Teilen der Hauptträger leistet zunächst das im Schatten

$$\begin{cases} X_{a1} \sum S_a^2 \varrho + X_{b1} \sum S_a S_b \varrho + X_{c1} \sum S_a S_c \varrho = \sum S_a \varepsilon t s \\ X_{a1} \sum S_b S_a \varrho + X_{b1} \sum S_b^2 \varrho + X_{c1} \sum S_b S_c \varrho = \sum S_b \varepsilon t s \\ X_{a1} \sum S_c S_a \varrho + X_{b1} \sum S_c S_b \varrho + X_{c1} \sum S_c^2 \varrho = \sum S_c \varepsilon t s \end{cases} \quad (VII)$$

Die Summenausdrücke der linken Seite der Gleichungen (VII) sind bereits bekannt, die der rechten Seite lassen sich, da ε und t konstant sind, noch schreiben:

$$\varepsilon t \sum S_a s, \varepsilon t \sum S_b s, \varepsilon t \sum S_c s,$$

und sind in Zahlentafeln ermittelt, wobei sie sich über alle oberhalb der Fahrbahn liegenden Stäbe des Mittelbogens erstrecken.

Da obige Gleichungen die Form der Gleichungen (I) haben, lassen sich die Werte für X leicht aus der Lösung der Gleichungen (I) ableiten.

Es ergab sich

$$\begin{aligned} X_{a1} &= X_{b1} = 2,1 \text{ t} \\ X_{c1} &= 14,2 \text{ t} \end{aligned}$$

Außer dem Einfluß der Wärmeschwankungen wurden noch Stützensenkungen der Betrachtung unterworfen, und zwar folgende 4 Fälle:

- I. Senkung einer Mittelstütze um 5 mm,
- II. Hebung einer Mittelstütze um 5 mm, gleichbedeutend mit Senkung der 3 andern Stützen,
- III. Senkung beider Mittelstützen um 5 mm,
- IV. Hebung beider Mittelstützen um 5 mm, gleichbedeutend mit Senkung der beiden Endstützen.

In den Gleichungen (I) und (II), S. 8, stellen die linken Seiten die Stützensenkungen, die vorerst null gesetzt wurden, dar, die ersten und letzten Summenausdrücke der rechten Seite verschwinden für diesen Fall.

Für Fall I war

$$\delta_a = 0, \delta_b = 0, \delta_c = 0;$$

dann ist $\delta_c = 5 \text{ mm}$, $\delta_D = 0$ angenommen, somit

$$\begin{aligned} L_a + \delta_a &= -1 \frac{l_1 + l_2}{l_2} \delta_c + 1 \frac{l_1}{l_2} \delta_D \\ &+ \delta_a = -1,481 \cdot 0,005, \\ L_b + \delta_b &= 0,481 \cdot 0,005, \\ L_c + \delta_c &= 0. \end{aligned}$$

Mit diesen Werten haben sich dann folgende Gleichungen ergeben:

$$\begin{cases} -1,481 \cdot 0,5 = -X_{a1} \sum S_a^2 \varrho \\ -X_{b1} \sum S_a S_b \varrho - X_{c1} \sum S_a S_c \varrho \\ 0,481 \cdot 0,5 = -X_{a1} \sum S_b S_a \varrho \\ -X_{b1} \sum S_b^2 \varrho - X_{c1} \sum S_b S_c \varrho \\ 0 = -X_{a1} \sum S_c S_a \varrho \\ -X_{b1} \sum S_c S_b \varrho - X_{c1} \sum S_c^2 \varrho \end{cases} \quad (VIII)$$

Auch hier ist das Ergebnis der Lösung der Gleichungen (II) zu entnehmen, indem für die einzelnen Größen die entsprechenden Werte einzusetzen waren.

Es hat sich ergeben für

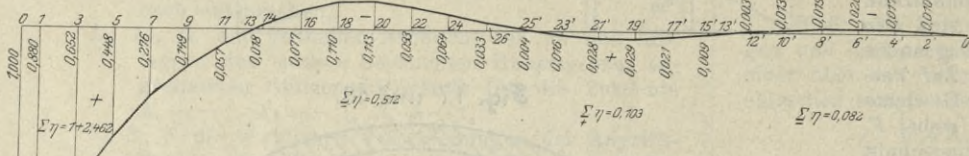
Fall I	Fall II
$X_{a1} = +0,58 \text{ t}$	$X_{a1} = -0,58 \text{ t}$
$X_{b1} = -0,12 \text{ t}$	$X_{b1} = +0,12 \text{ t}$
$X_{c1} = +1,13 \text{ t}$	$X_{c1} = -1,13 \text{ t}$

Fall III	Fall IV
$X_{a1} = +0,46 \text{ t}$	$X_{a1} = -0,46 \text{ t}$
$X_{b1} = +0,46 \text{ t}$	$X_{b1} = -0,46 \text{ t}$
$X_{c1} = +2,27 \text{ t}$	$X_{c1} = -2,27 \text{ t}$

Damit ist der Nachweis geführt, daß die kleinen ungleichen Stützensenkungen keine nennenswerte Zusatzkräfte hervorrufen.

Die Zusatzkräfte infolge Wind sind gleichfalls berechnet

Fig. 20. Einflußlinie für $X_a = A$ (Endstützdruck).



Bem.: Die Stützpunkte liegen bei 0, 13, 13' und 0'.

Fig. 21. Einflußlinie für $X_c = H$ (Horizontalzug des Zugbandes).

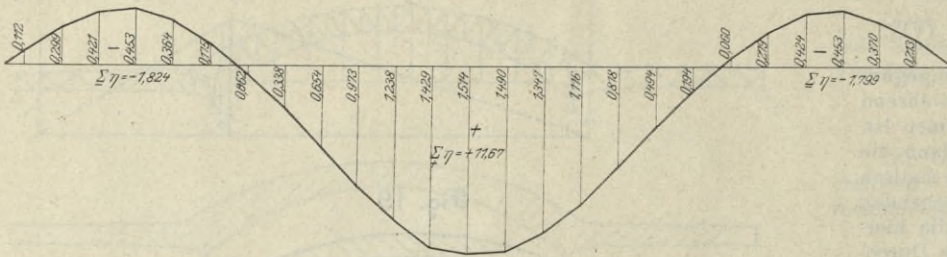


Fig. 22. Einflußlinie für C (Mittelstützdruck).

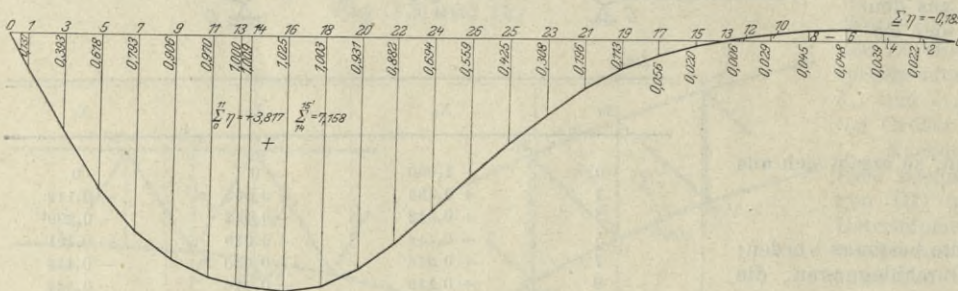
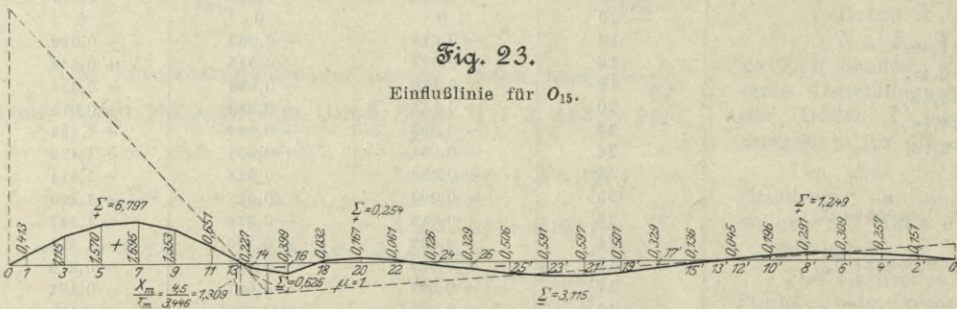


Fig. 23.

Einflußlinie für O_{15} .



$$\begin{aligned} O_{15,0} &= 29,4 \cdot (6,797 + 1,249) + 31,2 (0,254 - 0,626 - 3,115) = +127,7 \text{ t} \\ \max O_{15,p} &= 18,5 (6,797 + 0,254 + 1,249) = +153,5 \text{ »} \\ \min O_{15,p} &= 18,5 (0,626 + 3,115) = -69,2 \text{ »} \\ O_{15,0} \begin{cases} a) = 1,2 (6,797 + 1,249) + 2,1 (0,254 - 0,626 - 3,115) = +2,4 \text{ »} \\ b) = 0,4 (6,797 + 1,249) + 2,5 (0,254 - 0,626 - 3,115) = -5,5 \text{ »} \end{cases} \end{aligned}$$

Fall a) ist der Einfluß auf Verkehr über der ganzen Brücke infolge 150 kg/qm Winddruck.

Fall b) ist der Einfluß bei leerer Brücke infolge 250 kg/qm Winddruck.

liegende Zugband, in dem eine Kraft X_{c1} entsteht, Widerstand gegen das Ausdehnen des Bogens, andererseits werden bei einer Vergrößerung des Bogens, da die Anschlußpunkte des Zugbandes nicht ausweichen können, in den Endauflagern A und B Auflagerdrücke X_{a1} und X_{b1} erzeugt, Fig. 24.

Die drei Temperaturgrößen X_{a1} , X_{b1} und X_{c1} sind aus den Elastizitätsgleichungen (I) bestimmt, welche für diesen Fall übergehen in die Form

worden und bedürfen keiner weiteren Erläuterung. Erwähnt sei nur, daß sie nur geringe Beiträge, bis 6 vH der größten Spannkkräfte für Eigen- und Verkehrslast, geliefert haben.

Die Zugbänder erhalten, da sie Gurtungen des Windverbandes sind, entsprechende Zusatzkräfte.

Der Kontrolle wegen und aus den bereits erwähnten konstruktiven Gründen sind schließlich die Hauptträger auch noch als Gerber-Träger mit eingehängtem Mittelstück von 69 m Stützweite — Länge des Zugbandes — berechnet, s. Fig. 25; der eingehängte Zweigelenbogen mit Zugstange II ist für sich (innerlich) einfach statisch unbestimmt, und in bekannter Weise berechnet, die Kragträger I und III sind statisch völlig bestimmt.

Die sich für das Eigengewicht ergebenden Spannkkräfte des Gerber-Balkens sind zu den für die Verkehrslast gefundenen größten Spannkkräften des durchlaufenden Trägers addiert und der Querschnittsbestimmung zugrunde gelegt, weil ja die Hauptträger als Gerber-Balken aufgestellt und erst nach beendeter Aufstellung und Aufbringung der Fahrbahndecke die Stäbe O_{15} und O_{15}' eingesetzt worden sind, so daß mithin die Hauptträger in der Tat nur bezüglich der Verkehrslasten durchlaufende Träger bilden.

In den Zahlentafeln 1, 2, 3, 4 und 5 sind die Rechnungsergebnisse der Stabspannkkräfte übersichtlich zusammengestellt. In Fig. 26 sind die wirklich ausgeführten Querschnittsflächen (ohne Nietabzug) in qcm rechts zusammengestellt. Dieselbe Figur enthält links die Stablängen und die geometrische Lage der Knotenpunkte in m.

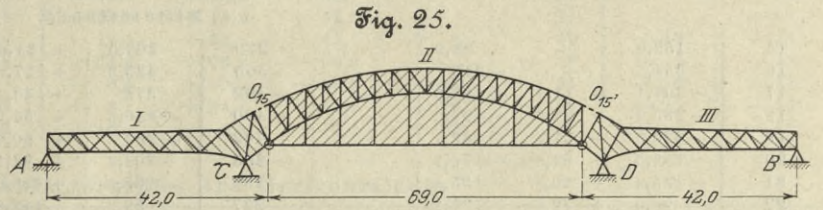
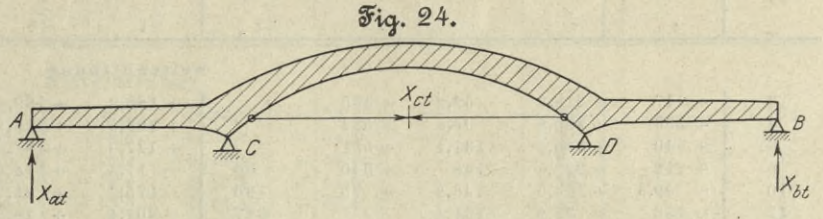
2) Fahrbahn. Das Eigengewicht der Fahrbahndeckung — Asphalt, Beton und Belageisen — beträgt $g = 0,410$ t/qm.

Als die ungünstigste Verkehrslast hat sich das 1 m breite Vorderrad der Dampfwalze = 10 t ergeben. Der Raddruck verteilt sich durch den Beton auf eine Breite von $d = b + 2,7 h$ gleichmäßig auf die Belageisen (vergl. Hütte II 18. Aufl. S. 324), wobei b die Radbreite von 20 cm und h die Stärke der Decke über Belageisenoberkante — 14 cm — bedeutet; die gleichförmige Verkehrsbelastung ist dann = 5,0 t/m.

Die Belageisen sind hierfür als durchlaufende Träger berechnet, bei einer Entfernung der mittleren Längsträger von 1,18 m und der äußeren von 1,0 m, letzteres zwecks Abstimmung des größten Momentes in den Endöffnungen mit denen in den übrigen Öffnungen.

Auch für die mittleren Längsträger, die infolge Eigengewichtes noch 110 kg/qm außer der Fahrbahnabdeckung tragen, wird die ungünstigste Verkehrslast wieder durch das Vorderrad einer Dampfwalze gebildet.

Die seitlichen Längsträger haben außer der Fahr-



bahn noch einen Teil der Gehwege zu tragen.

Der Querträger ist als einfacher Balken mit 8,8 m Stützweite, auf dem nur die Längsträger lasten, berechnet. Für das Eigengewicht des Querträgers ist 0,30 t/m in Rechnung gestellt. Als ungünstigste Verkehrslast hat sich die Belastung der Fahrbahn durch einen Wagen von 20 t, 2 Wagen von 12 t und teilweises Menschengedränge ergeben.

Das Eigengewicht der Fußwegabdeckung — Asphalt, Beton und Belageisen — beträgt 0,265 t/qm. Die Belastung

Zahlentafel 1. Obergurt-Spannkkräfte.

m	Gerber-Balken					durchlaufender Balken					der Querschnittsbestimmung zugrunde gelegt	
	Eigenlast	Verkehrslast		Größtwerte infolge 1, 2 und 3		Eigenlast	Verkehrslast		Größtwerte infolge 6, 7 und 8		Größtwerte infolge 1, 7 und 8	
		O_m^g	max O_m^p	min O_m^p	O_m^{max}		O_m^{min}	O_m^g	max O_m^p	min O_m^p	O_m^{max}	O_m^{min}
t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t

Seitenöffnung.

1	-167,3	+ 33,3	-140,6	—	-308	-140,1	+ 26,9	-116,2	—	-256	—	-284
3	-315	+ 83,3	-286,8	—	-602	-229,4	+ 67,1	-214,2	—	-444	—	-529
5	-297	+ 116,6	-310,8	—	-608	-190,7	+ 95,6	-219,6	—	-410	—	-517
7	-200	+ 142,5	-278,0	—	-478	-72,5	+ 116,8	-167,4	+ 44	-240	—	-367
9	-38	+ 151,7	-185,0	+ 114	-223	+ 91,1	+ 128,3	-76,2	+ 219	—	+ 90	-114
11	+ 120	+ 140,6	-74,0	+ 261	—	+ 236,9	+ 174,9	-30,6	+ 412	—	+ 295	—
13	+ 200	+ 118,4	—	+ 318	—	+ 302,9	+ 203,3	-16,7	+ 506	—	+ 403	—

Mittelloffnung.

15	—	—	—	—	—	+ 127,7	+ 153,5	-69,2	+ 281	—	+ 154	-69
16	-31,4	+ 18,6	-37,2	—	-69	+ 90,8	+ 138	-76,9	+ 229	—	+ 107	-108
17	-48,9	+ 36,3	-65,3	—	-114	+ 55,2	+ 119,6	-79,9	+ 175	-25	+ 71	-129
18	-83,3	+ 46,2	-98,6	—	-187	-7,4	+ 104,5	-103	+ 97	-110	+ 16	-191
19	-127,3	+ 46,2	-121,7	—	-249	-58,4	+ 101,2	-131,1	+ 43	-190	—	-258
20	-196,5	+ 43,1	-159,6	—	-356	-128,3	+ 92,0	-164,4	—	-293	—	-361
21	-239,2	+ 33,9	-175,7	—	-415	-175,4	+ 80,4	-181,7	—	-357	—	-421
22	-266,8	+ 33,9	-192,1	—	-459	-238,4	+ 65,4	-204,9	—	-443	—	-472
23	-313,4	+ 18,6	-204,5	—	-518	-271,1	+ 49,7	-209,4	—	-481	—	-523
24	-329,7	+ 13,3	-208,7	—	-538	-338,4	+ 32,4	-220,9	—	-559	—	-551
25	-321,1	+ 6,9	-197,3	—	-518	-331,3	+ 17,4	-213,7	—	-545	—	-535
26	-372,7	—	-221,0	—	-594	-355,6	+ 4,1	-215,0	—	-571	—	-588
27	-372,7	—	-221,0	—	-594	-355,6	+ 4,1	-215,0	—	-571	—	-588

Zahlentafel 2. Untergurt-Spannkraften.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
m	Gerber-Balken					durchlaufender Balken					der Querschnittsbestimmung zugrunde gelegt	
	Eigenlast	Verkehrslast		Größtwerte infolge 1, 2 und 3		Eigenlast	Verkehrslast		Größtwerte infolge 6, 7 und 8		Größtwerte infolge 1, 7 und 8	
		U_m^g	max U_m^p	min U_m^p	U_m^{\max}		U_m^{\min}	U_m^g	max U_m^p	min U_m^p	U_m^{\max}	U_m^{\min}
t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t
Seitenöffnung.												
2	+ 247	+ 218,3	- 59,2	+ 465	-	+ 188,9	+ 169,8	- 48,8	+ 359	-	+ 417	-
4	+ 293	+ 290,5	- 99,9	+ 584	-	+ 208,6	+ 217,1	- 82,4	+ 426	-	+ 510	-
6	+ 240	+ 290,5	- 131,1	+ 531	-	+ 127,6	+ 191,8	- 107,0	+ 319	-	+ 432	-
8	+ 112	+ 227,6	- 148	+ 340	- 36	- 17,4	+ 114,8	- 120,6	+ 97	- 138	+ 227	- 9
10	- 49,5	+ 124,0	- 146,2	+ 75	- 196	- 175,7	+ 41,7	- 147,2	-	- 323	-	- 197
12	- 186	+ 22,2	- 131,4	-	- 317	- 301,4	+ 18,5	- 203,7	-	- 505	-	- 390
Mittelöffnung.												
14	- 150,0	-	- 88,9	-	- 239	- 263,6	+ 31,6	- 195,8	-	- 459	-	- 346
16	- 354,5	-	- 210	-	- 565	- 425,3	+ 17,6	- 274,4	-	- 700	-	- 629
17	- 301,1	+ 11,7	- 191,3	-	- 492	- 373	+ 40,2	- 265,8	-	- 639	-	- 567
18	- 285,7	+ 24,8	- 194,2	-	- 480	- 330,5	+ 56,2	- 255	-	- 585	-	- 541
19	- 220,5	+ 51,4	- 182,1	-	- 403	- 263	+ 80,5	- 238,3	-	- 501	-	- 459
20	- 188,6	+ 62,8	- 174,7	-	- 363	- 208,4	+ 92,1	- 216,3	-	- 425	-	- 405
21	- 125,8	+ 80,8	- 155,4	-	- 281	- 135,6	+ 113,0	- 193,2	-	- 329	-	- 319
22	- 98,9	+ 79,4	- 138,1	-	- 237	- 86,2	+ 113,8	- 163,7	+ 28	- 250	+ 15	- 263
23	- 57,1	+ 97,8	- 131,6	+ 41	- 189	- 22,2	+ 124,9	- 136,0	+ 103	- 158	+ 68	- 193
24	-	+ 92,6	- 92,6	+ 92,6	- 92,6	- 12,2	+ 112,5	- 102,5	+ 100	- 115	+ 113	- 103
25	+ 28,7	+ 93,2	- 76,3	+ 122	- 48	+ 60,0	+ 125,5	- 86,7	+ 186	- 27	+ 154	- 58
26	+ 6,7	+ 65,8	- 52,6	+ 73	- 46	+ 73,4	+ 121,0	- 73,7	+ 194	-	+ 128	- 67
27	+ 45,1	+ 71,4	- 44,6	+ 117	-	+ 86,2	+ 123,4	- 68,3	+ 210	-	+ 169	- 23

Zahlentafel 3. Spannkraften in den Schrägstäben.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
m	Gerber-Balken					durchlaufender Balken					der Querschnittsbestimmung zugrunde gelegt	
	Eigenlast	Verkehrslast		Größtwerte infolge 1, 2 und 3		Eigenlast	Verkehrslast		Größtwerte infolge 6, 7 und 8		Größtwerte infolge 1, 7 und 8	
		D_m^g	max D_m^p	min D_m^p	D_m^{\max}		D_m^{\min}	D_m^g	max D_m^p	min D_m^p	D_m^{\max}	D_m^{\min}
t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t
Seitenöffnung.												
1	+ 96,5	+ 107,3	- 44,4	+ 204	-	+ 150,6	+ 124,9	- 28,9	+ 276	-	+ 221	-
2	- 74,4	+ 37,4	- 87,9	-	- 165	- 53,0	+ 33,2	- 67,5	-	- 121	-	- 145
3	+ 66,7	+ 74,9	- 31,5	+ 142	-	+ 44,9	+ 57,2	- 28,1	+ 102	-	+ 124	-
4	+ 5,5	+ 43,3	- 41,6	+ 49	- 36	+ 23,4	+ 44,0	- 29,9	+ 67	- 7	+ 50	- 24
5	- 4,7	+ 36,1	- 37,9	-	- 43	- 20,5	+ 26,2	- 38,4	-	- 59	+ 22	- 43
6	+ 58,9	+ 54,6	- 18,5	+ 114	-	+ 73,7	+ 58,5	- 13,0	+ 132	-	+ 117	-
7	- 52,9	+ 16,7	- 49,0	-	- 102	- 65,6	+ 11,6	- 52,4	-	- 118	-	- 105
8	+ 103,3	+ 67,6	- 2,9	+ 171	-	+ 108,3	+ 70,2	- 2,2	+ 179	-	+ 174	-
9	- 89,9	+ 2,5	- 58,8	-	- 149	- 93,9	+ 2,0	- 60,9	-	- 155	-	- 151
10	+ 115,3	+ 82,1	- 9,0	- 197	-	+ 107,4	+ 75,3	- 7,4	+ 183	-	+ 191	-
11	- 97,9	+ 7,6	- 69,7	-	- 168	- 90,9	+ 6,2	- 63,7	-	- 155	-	- 162
12	+ 114,6	+ 87,6	- 14,6	+ 202	-	- 88,2	+ 67,9	- 11,9	-	- 100	+ 183	-
13	+ 9,0	+ 62,9	- 61,0	+ 72	- 52	+ 63,2	+ 63,6	- 26,0	+ 127	-	+ 73	- 17
Mittelöffnung.												
14	- 225,6	-	- 133,8	-	- 359	- 202	+ 25,6	- 143,9	-	- 346	-	- 370
15	+ 157,4	+ 93,3	-	+ 251	-	+ 133,5	+ 105,7	- 28,0	+ 240	-	+ 263	-
16	+ 30,1	+ 42,0	- 24,2	+ 72	-	+ 36,2	+ 50,9	- 28,6	+ 87	-	+ 81	-
17	+ 22,8	+ 33,1	- 19,5	+ 56	-	+ 34,9	+ 47,5	- 25,9	+ 82	-	+ 70	- 3
18	+ 55,9	+ 46,1	- 13,0	+ 102	-	+ 69,0	+ 61,2	- 19,1	+ 130	-	+ 117	-
19	+ 40,9	+ 36,4	- 12,1	+ 77	-	+ 56,9	+ 53,5	- 18,6	+ 110	-	+ 94	-
20	+ 69,2	+ 48,6	- 7,6	+ 118	-	+ 80,4	+ 63,1	- 14,4	+ 144	-	+ 132	-
21	+ 38,0	+ 39,2	- 16,7	+ 77	-	+ 59,6	+ 53,0	- 20,1	+ 113	-	+ 91	-
22	+ 63,0	+ 53,1	- 15,7	+ 116	-	+ 72,3	+ 62,0	- 18,2	+ 134	-	+ 125	-
23	+ 22,3	+ 42,9	- 29,8	+ 65	- 8	+ 33,8	+ 51,8	- 28,5	+ 91	-	+ 74	-
24	+ 46,2	+ 55,2	- 27,9	+ 101	-	+ 55,7	+ 62,9	- 29,6	+ 119	-	+ 109	-
25	+ 6,3	+ 45,6	- 41,9	+ 52	- 36	+ 15,0	+ 53,6	- 44,4	+ 69	- 29	+ 60	- 38
26	+ 26,8	+ 54,0	- 38,1	+ 81	- 11	+ 29,6	+ 61,1	- 43,7	+ 91	- 14	+ 88	- 17
27	+ 15,6	+ 52,7	- 43,5	+ 68	- 28	+ 13,5	+ 57,8	- 49,8	+ 71	- 36	+ 73	- 34

Zahlentafel 4. Spannkkräfte in den senkrechten Stäben.

m	Gerber-Balken					durchlaufender Balken					der Querschnittsbestimmung zugrunde gelegt			
	Eigenlast		Verkehrslast		Größtwerte infolge 1, 2 und 3		Eigenlast		Verkehrslast		Größtwerte infolge 6, 7 und 8		Größtwerte infolge 1, 7 und 8	
	V_m^g	max V_m^p	min V_m^p	V_m^{\max}	V_m^{\min}	V_m^g	max V_m^p	min V_m^p	V_m^{\max}	V_m^{\min}	V_m^{\max}	V_m^{\min}	V_m^{\max}	V_m^{\min}
t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	

Mittelöffnung.

15	-32,5	+38,6	-19,3	+6	-52	-43,7	+23,6	-50,4	-	-94	-	-	-83
16	-51,1	+13,1	-43,5	-	-95	-36,7	+21,1	-44,0	-	-81	-	-	-95
17	-41,5	+8,7	-33,3	-	-75	-55,2	+16,0	-50,0	-	-105	-	-	-92
18	-25,1	+10,2	-25,2	-	-50	-41,9	+15,2	-41,0	-	-83	-	-	-66
19	-39,1	+6,9	-30,1	-	-69	-45,2	+11,5	-43,8	-	-89	-	-	-83
20	-18,9	+14,0	-25,2	-	-54	-32,6	+15,5	-35,7	-	-68	-	-	-55
21	-23,9	+13,3	-30,5	-	-59	-39,5	+13,9	-37,9	-	-77	-	-	-67
22	-8,1	+21,4	-26,2	+13	-34	-17,5	+21,3	-32,7	+4	-50	+13	-	-41
23	-16,4	+19,9	-29,6	+4	-46	-23,8	+20,9	-35,2	-	-59	+5	-	-32
24	-	-	-	-	-	-0,5	+29,9	-30,5	+29	-31	+30	-	-31
25	-3,7	+25,8	-28,0	+22	-32	-6,1	+28,2	-32,0	+22	-38	+25	-	-36
26	-11,6	-	-6,9	-	-19	+10,0	+6,2	-0,3	+16	-	-	-	-12

Zahlentafel 5. Auflagerkräfte und Horizontalzug.

	Gerber-Balken					durchlaufender Balken					der Querschnittsbestimmung zugrunde gelegt			
	Eigenlast		Verkehrslast		Größtwerte infolge 1, 2 und 3		Eigenlast		Verkehrslast		Größtwerte infolge 6, 7 und 8		Größtwerte infolge 1, 7 und 8	
	R^g	max R^p	min R^p	R^{\max}	R^{\min}	R^g	max R^p	min R^p	R^{\max}	R^{\min}	R^{\max}	R^{\min}	R^{\max}	R^{\min}
t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	t	
A } B }	+83,7	+66,6	-13,5	+150	-	+71,9	+76,5	-11,0	+148	-	+160	-	-	
C } D }	+317,7	+191,5	-	+509	-	+336,5	+203,0	-3,5	+539	-	+521	-	-	
H	+312,6	+185,4	-	+498	-	+257,5	+215,8	-67,0	+473	-	+523	-	-	

der Belageisen belüftet sich mit Verkehrslast auf 0,221 t/m. Die Belageisen der Fußwege der Seitenöffnung sind nur als 1,3 m weit gespannt berechnet, die Belageisen der Mittelöffnung dagegen für die größere Stützweite von 2,0 m. Diese mußten daher stärker, nämlich N.P. 6 statt N.P. 5 in der Seitenöffnung, genommen werden.

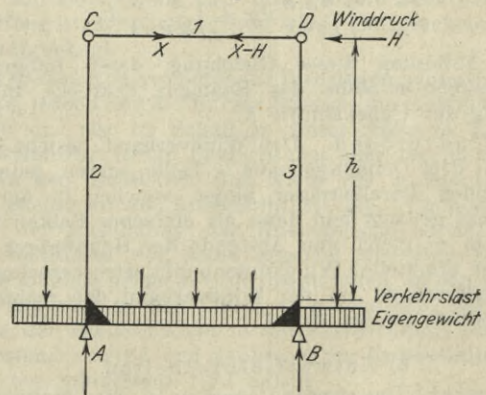
Die mittleren Fußweg-Längsträger sind, da sie in der Brückenansicht erscheinen und die Rohre und Kabel tragen, des leichteren Aussehens wegen als Träger mit doppeltem Strebenfachwerk ausgebildet. Der Obergurt erhält infolge Auflagerung der Belageisen Biegungsspannungen. Außerdem ist noch die Belastung mit einem 600 mm weiten Gasrohr auf der einen Seite und einer großen Zahl Kabel in gußeisernen Röhren auf der andern Seite als eine besondere ständige Last, deren Gewicht zu 300 kg/m angenommen ist, vorhanden.

Der äußere Fußweg-Längsträger erhält außer seiner senkrechten Belastung noch ein Drehmoment infolge seitlichen Geländerdruckes.

Auch bei der Berechnung der Fußwegkonsolen ist außer der Belastung durch Eigen- und Verkehrslast noch das Moment berücksichtigt worden, welches hierdurch, nämlich durch eine am Geländer an einem Hebelarme von 1,3 m angreifende Horizontalkraft von 100 kg/m hervorgerufen wird. Nach Bestimmung der Knotenlasten sind die Spannkkräfte mit einem Cremona-Plan ermittelt. Die besondere Form des Fachwerkes in der Konsole ist entstanden aus dem Bedürfnis nach möglichst viel Platz für die Versorgungsleitungen unter den Fußwegen.

3) Querkonstruktion. Der Berechnung ist der höchste, der Brückenmitte benachbarte Rahmen zugrunde gelegt. Auf den bei C und D, Fig. 27, gelenkartig an den Hauptträgern aufgehängten Rahmen wirken: das Eigengewicht der

Fig. 27.



Fahrbahn, das die gleichmäßige Belastung des Querträgers bildet, die Verkehrslast als Einzellasten, ferner der Winddruck H auf den Hauptträger als Horizontalkraft. Der Rahmen ist einfach statisch unbestimmt; als statisch unbestimmte Größe ist der Druck X im oberen Querriegel 1 eingeführt.

Fig. 26.

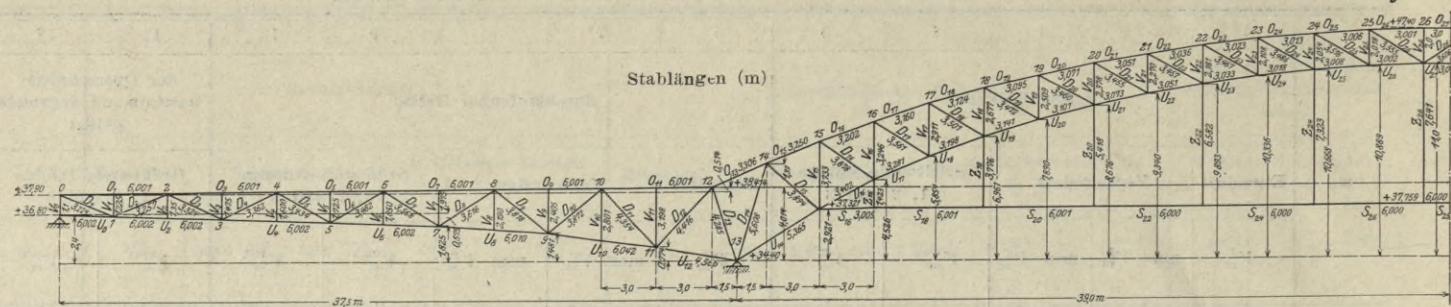


Fig. 28.

Endauflager am linken Landpfeiler. Im Fußweg geschnitten.

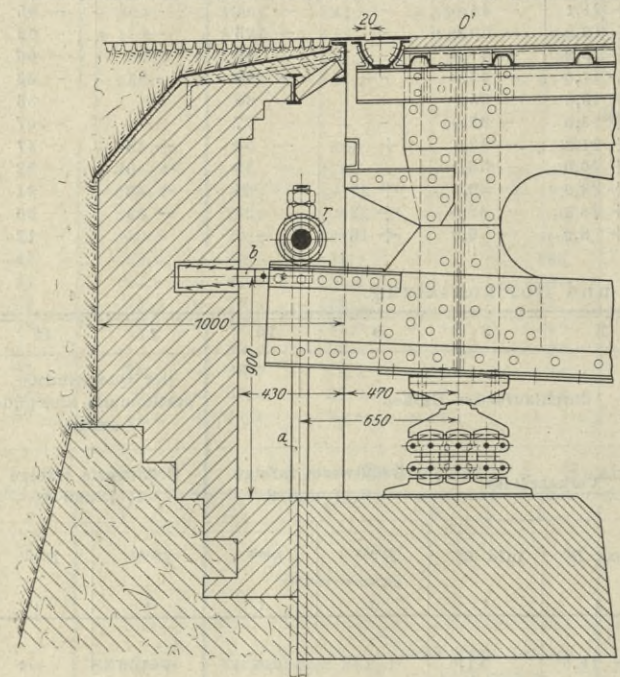
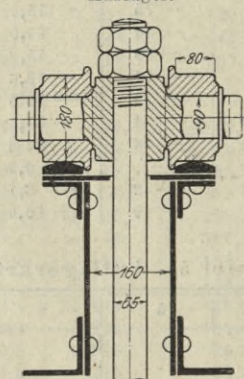


Fig. 29.

Schnitt durch das negative Auflager.



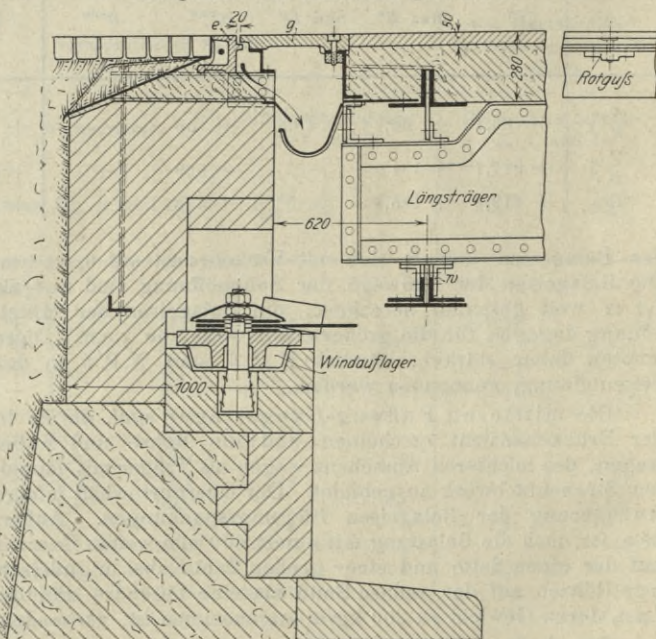
lichen und eine Längenänderung infolge Verkehrslast um etwa 0,7 cm zu gestatten. Die Pressung der einzelnen Pendel zwischen Lager und Platten ist nach Hertz (s. »Hütte« II 18. Aufl. S. 342)

$$\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{PE}{r}}$$

Es ist ferner, wie in Fig. 28 und 29 dargestellt, bei der Konstruktion des Lagers der Möglichkeit eines negativen Auflagerdruckes von 30 t für den Hauptträger Rechnung getragen, indem zwei Rollen *r* unter die Muttern des Ankerbolzens gesetzt sind. Unter die Rollen faßt eine Knagge am Hauptträger mit Laufschienen. Der Anker *a* ist von der Mauer aus durch die Schraube *b* in senkrechter Lage festgehalten und am untern Ende im Mauerwerk durch 2 \square -Eisen derartig befestigt, daß das von

Fig. 30.

Ausgleichvorrichtung der Fahrbahn und Windaufleger am linken Landpfeiler. Im Fahrdamm geschnitten.



diesem Rost gefaßte Mauerwerk hinreichende Sicherheit gegen Abreißen von Mauerteilen infolge der aufwärts wirkenden Kraft gewährt.

Das bewegliche Lager am rechten Ende der Hauptträger besteht aus einer Pendelstütze, s. Fig. 41 bis 45, die zwecks Aufnahme von negativen Kräften bis in das Mauerwerk des Uferpfeilers verankert ist. Während die Grundplatte mit dem Mauerwerk verankert, die Kopfplatte mit den Trägerenden verbolzt ist, verbinden Querzapfen *z* von 130 mm Dmr. die Pendelstütze mit Kopf- und Grundplatte derart daß auch kleine Querverschiebungen mit Rücksicht auf den

Nach dem »Satz von der kleinsten Formänderungsarbeit« muß *X* die wirkliche Formänderungsarbeit des ganzen Systems zu einem Minimum machen. Bezeichnet man diese Arbeit mit \mathfrak{A} , so muß sein:

$$\mathfrak{A} = \int \frac{M^2 dx}{2 EJ} + \int \frac{N^2 dx}{2 EF}$$

Die Bedingungsgleichung zur Berechnung der statisch unbestimmten Größe *X* lautet also:

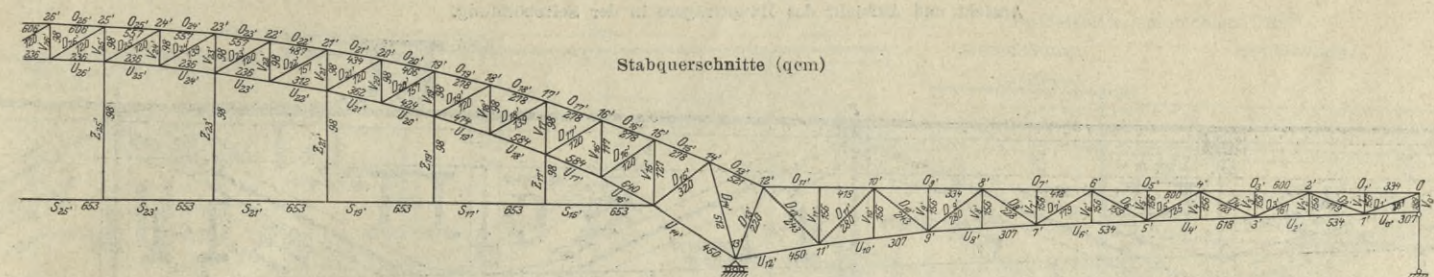
$$\frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial X} = \int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial X} dx + \int \frac{N}{EF} \frac{\partial N}{\partial X} dx$$

Die Auflösung dieser Gleichung, deren Integral sich über sämtliche 4 Stäbe des Rahmens erstreckt, führt zur Auffindung der Unbekannten *X*.

4) Windverband. Der Windverband besteht entsprechend den drei Öffnungen aus 3 Teilen, deren jeder einen flachliegenden Parallelträger bildet, welcher in der Ebene ausgestreckt gedacht und dann als einfacher Balken von der Höhe 8,8 m — gleich dem Abstände der Hauptträger — mit den früher ermittelten Windknotenpunktlasten berechnet. Für die Seitenöffnungen ist der Windverband der rechten Öffnung zugrunde gelegt.

b) Entwurfseinzelheiten.

1) Lager. Der eiserne Ueberbau ist, wie bereits erwähnt, auf dem linken Strompfeiler fest, auf allen übrigen Pfeilern längsbeweglich gelagert. Die Endauflager des linken Landpfeilers haben 3 Pendel von 18 cm Höhe und 80 cm Länge, Fig. 28, um eine Verschiebung von 1,3 cm infolge Wärmeschwankung von 30° über bzw. unter der Aufstelltemperatur zu ermög-



Windverband möglich sind; das ist durch kugelige Lagerung der Zapfen in den Augen der Grund- und Kopfplatten erreicht, Fig. 32 und 33. In Fig. 52 ist die bewegliche Auflagerung der Schleppträger auf dem rechten Landpfeiler zu sehen. Das bewegliche Lager auf dem rechten Strompfeiler, s. Fig. 36 und 37, hat 5 Pendel von 25 cm Höhe und 1 m Länge. Die größte Längsbewegung setzt sich hier aus der Verlängerung des Zugbandes infolge der durch Verkehrslast und Wind hervorgerufenen größten Spannkraft und aus der größten Längenänderung durch die Temperatur zusammen und beträgt

$$\Delta l = \frac{Hl}{\epsilon F} + \epsilon tl = 43 \text{ mm.}$$

Fig. 35 enthält das feste Lager auf dem linken Strompfeiler dargestellt. Bei dem zuvor besprochenen wie bei diesem Lager stützen sich, um eine möglichst geringe Bauhöhe für das gesamte Lager aus den oben angegebenen Gründen zu erhalten, die Hauptdruckstäbe 13/15 und 13/11 des Untergurtes gegen einen keilartigen Stützkörper aus Stahlguß, wobei der Druck unmittelbar von den mit entsprechend großer Druckfläche versehenen Stäben auf die Arbeitsflächen des Keilstückes übertragen wird. Nur eine Bleipatte ist aus baulichen Gründen dazwischen gelegt. Als verbindendes Knotenblech dienen 3 Bleche von 14, 15 und 14 mm Stärke, die der Gestalt des Keiles entsprechend ausgeschnitten und an welche gleichzeitig die Stäbe 13/12 und 13/14 mit Nieten angeschlossen sind. Um Kräfte normal zur Druckfläche sicher aufzunehmen, sind starke Knaggen *n* (s. auch Fig. 38) vorgesehen und zwischen diese und die Untergurte Keile *k* gepreßt. Ferner ist die Spitze des Stützkörpers mit Spielraum versehen, um die keilartige Wirkung zu verhindern. Der Stützkörper lagert auf einem kugelförmigen Einsatzstück beim festen Lager in der Grundplatte, beim beweglichen in der Kopfplatte über den Pendeln. Die beiden Lager auf den Strompfeilern sind untereinander zur Aufnahme der in der Mitte angreifenden Auflagerkräfte des Windverbandes durch eine Querversteifung verbunden, und zu diesem Zweck haben die Stützkörper an der Innenseite einen Vorsprung *i*, Fig. 39, erhalten.

An den beiden Brückenenden werden die Windkräfte durch besondere Windaufleger auf die Pfeiler übertragen. Diese Lagerkonstruktion ist aus Fig. 30 zu erkennen. Das Knotenblech des Windverbandes ist durch einen senkrechten Bolzen mit einer Stahlgußplatte auf der Mauer verbunden, die durch entsprechend große Rippen die Windauflegerkräfte auf den Auflagerstein aus Granit überträgt. In den Knotenblechen sind in der Längsrichtung der Brücke längliche Löcher ausgespart, um die erforderliche Längsverschieblichkeit der Brücke hier nicht zu stören.

2) Einzelheiten der Hauptträger. Nach Maßgabe der durch die statische Berechnung ermittelten Spannkraft sind die Stäbe der Hauptträger ausgebildet. Dabei ist die Stabblechhöhe so gewählt, daß das Gesamtbild der Hauptträger weder einen zu schweren noch einen zu leichten Eindruck macht. Auch die Schrägen und Pfosten sind unter sich in der Ansicht möglichst gleich breit gehalten, damit das Trägerbild nicht durch verschiedene Stärken unruhig wirkt; vgl. Fig. 3 und 4, sowie die Einzelfiguren der Hauptträger und die Textbilder. Die gewählten Breiten sind durch Vergleich verschiedener Lösungen festgestellt. Für die Obergurtstäbe sind durchweg 15 mm starke Stabbleche von 410 mm Höhe gewählt, die 430 mm Abstand haben und durch 700 mm

breite Kopfplatten und 4 Winkeleisen 110 × 110 × 14 miteinander verbunden sind. Die Kopfplatten sind 10 und 14 mm stark, und es sind deren nicht mehr als 3 zur Verwendung gekommen. Des besseren Aussehens wegen sind die Stabbleche beim Mittelbogen am unteren Rande mit äußeren Winkeleisen gesäumt und diese erforderlichenfalls noch durch eine untere Platte verstärkt; s. Fig. 36, 46 und 51. Nach den verschiedenen Beanspruchungen sind die Querschnitte möglichst gleichmäßig zum Schwerpunkt abgestuft, damit die Schwerpunktlage der einzelnen Querschnitte nicht zu sehr vom Liniennetz der Hauptträger abweiche. Aus diesem Grunde sind beim Untergurt des Bogens zur Vergrößerung des Querschnittes die Platten auch seitlich auf die Stabbleche genietet; s. Fig. 46 und 51. Im übrigen bestehen die Untergurtstäbe bei der Mittelöffnung aus 2 aus Stabblechen und Winkeln zusammengesetzten \square -förmigen Hälften. In der Seitenöffnung sind die Gurtquerschnitte reichlicher bemessen als nötig, um die elastische Formänderung bei der geringen Trägerhöhe zu verringern. Zwischen den Knotenpunkten sind die Gurthälften je einmal durch Querverbindungen versteift. Beim Untergurt des Bogens ist wegen der Knicksicherheit der beiden Stabhälften diese Verbindung zweimal zwischen den Knotenpunkten hergestellt; s. Fig. 47.

Die Schrägen und Pfosten bestehen in den Seitenöffnungen (Fig. 31, 32, 33, 36 und 41) aus Stabblech, 4 Winkeleisen und Gurtplatten, während in der Mittelöffnung (Fig. 36, 46 und 51) die Stabbleche wegen des leichteren Aussehens von der Fahrbahn aus durch Vergitterung ersetzt sind. Die Pfosten der Mittelöffnung bilden die Fortsetzung der Hängestangen, die mit den Querträgern zu Halbrahmen vereinigt sind, s. Fig. 52.

Das Zugband ist gleichfalls zweiteilig ausgebildet, und zwar aus je 4 Winkeleisen (s. Fig. 37, 48 und 52) in Kreuzform mit Platten; beide Teile sind in gewissen Abständen durch Bleche verbunden. Die Zugbänder sind derart an die vorerwähnten Halbrahmen gehängt, daß innerhalb kleiner Grenzen eine Längsveränderung unabhängig von der Fahrbahnkonstruktion möglich ist. Mit den Eckblechen ein Stück bildende Hängebleche von geringem Trägheitsmoment leisten diesen Veränderungen möglichst wenig Widerstand. Das Zugband ist bei Knotenpunkt 16 ein wenig gesprengt und an der Knickstelle, wo also eine größere senkrechte Kraft an die Hängestangen abgegeben wird, entsprechend Fig. 48 bis 50 aufgehängt.

Die stärksten zu vernietenden Blechlagen haben 73 mm Gesamtdicke, jedoch nur auf kurzer Strecke, die Heftniete 23 mm Dmr., sie sind also im Schaft an dieser Stelle rd. 3,2 d lang. Ihre gewöhnliche Länge überschreitet aber nie 56 mm, d. h. 2,4 d. An den Stoßstellen sind Niete von 26 mm Dmr. verwendet, ebenso an den Knotenblechen, die 14 mm stark sind.

Bei der Ausbildung der Knotenbleche ist auf symmetrische Anschlüsse der Stäbe geachtet und ihre Fläche so klein wie möglich gemacht. Sie liegen innen an den Gurtestabblechen und sind an den Enden so geschnitten, daß die Mittelpunkte der äußeren Niete in der Krafrichtung vom Rande einen Abstand von 2 d und senkrecht zur Krafrichtung einen Abstand von mindestens 1,5 d haben.

Bei den Knotenpunkten 12 und 12', (s. Fig. 36) wo der Obergurt der Mittelöffnung in die Seitengurte übergeht, ist eine Ausrundung und besondere Versteifung als erforderlich erachtet, um bei einer Beanspruchung der Gurtestäbe auf Zug die radial wirkenden Seitenkräfte auf eine große Anzahl Niete verteilen zu können.

Fig. 33. Ansicht und Aufsicht des Hauptträgers in der Seitenöffnung.

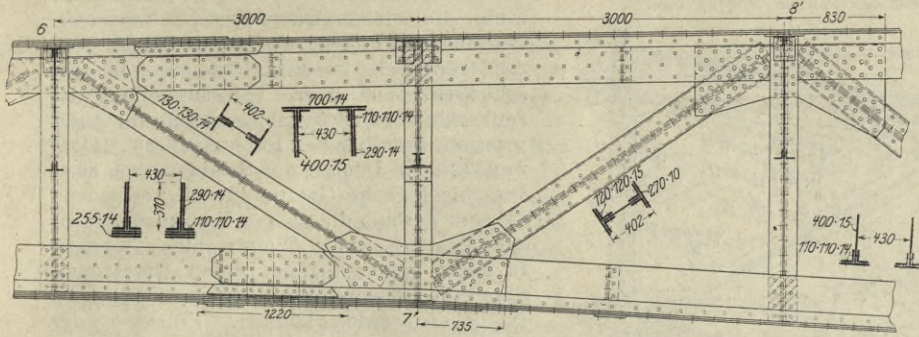


Fig. 34. (Windstreben.)

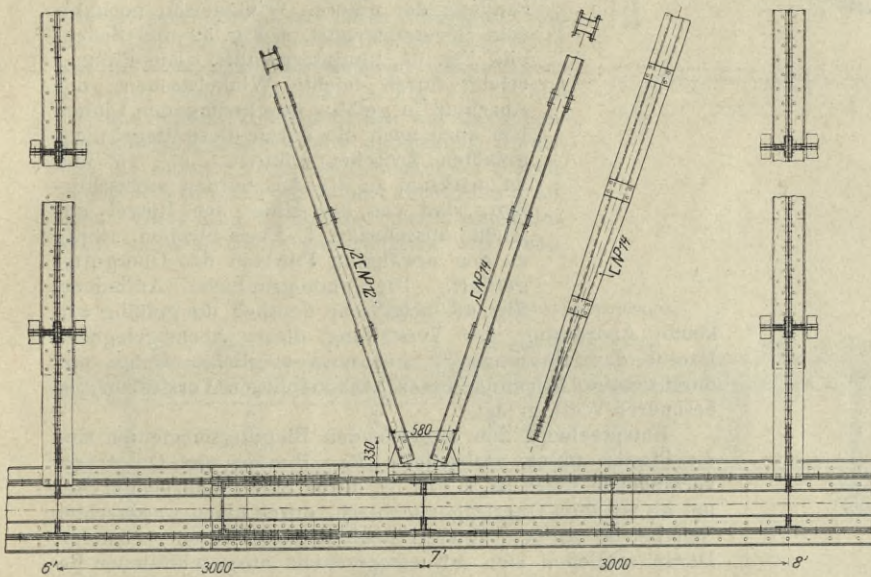


Fig. 37. Knotenpunkt 15 bzw. 15' mit Zugbandanschluß.

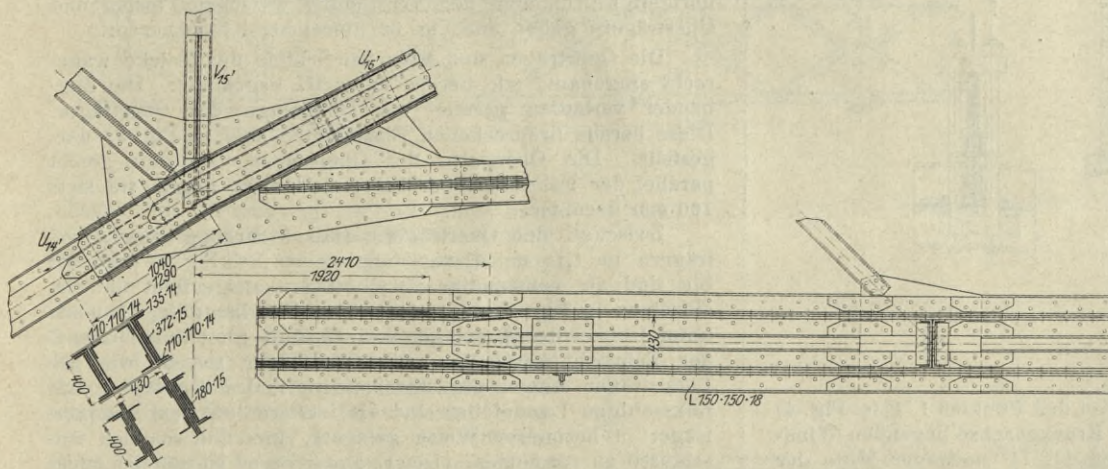


Fig. 35. Brückenquerschnitt in der Seitenöffnung. (Stromseitige Hälfte.)

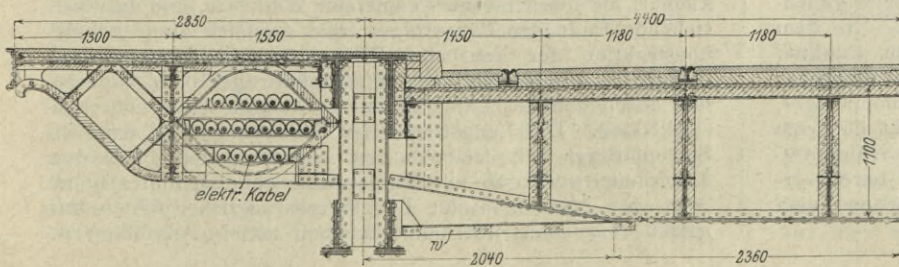


Fig. 41.

Pendelstütze am rechten Ufer.
Seitenöffnung. Landöffnung.

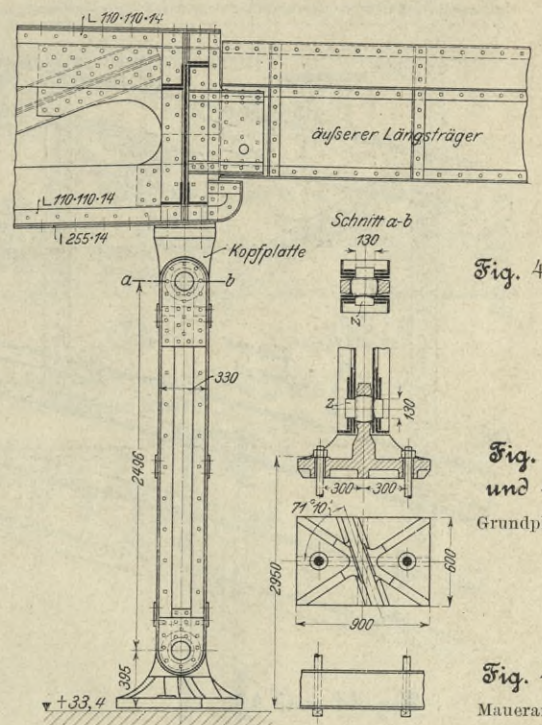


Fig. 42.

Fig. 43 und 44. Grundplatte.

Fig. 45. Maueranker.

Bei der Anordnung der Gurtstöße ist darauf Rücksicht genommen, daß die Gurte möglichst in der Werkstatt fertig zusammengenietet werden konnten. So sind die Gurte im 4ten, 7ten und 10ten Felde gestoßen, s. Fig. 31 und 33. Das Stück über den Stropfteilern, s. Fig. 36, ist ganz auf dem Bau zusammengestellt, ebenso der Mittelbogen. Die Stoßverbindungen der den Zugbandanschlüssen gegenüber liegenden Stäbe O_{15} und O'_{15} , s. Fig. 3, sind mit Rücksicht auf die gewählte Aufstellart so durchgebildet, daß sie nachträglich von oben eingesetzt werden konnten. Im übrigen sind natürlich die Gurtstöße der Transportfähigkeit wegen so angeordnet, daß die einzelnen Stücke nicht länger als 10 m wurden. Aus Fig. 46 gehen die Einzelheiten der Stöße für den Mittelbogen völlig klar hervor. Die Stöße liegen zur Erleichterung der Vernietung dem Knotenpunkt immer so nahe wie möglich.

3) Die Querverbindungen der Hauptträger. In den Seitenöffnungen sind, wie in Fig. 34 und 35 dargestellt, die beiden Hauptträger zunächst durch die vollwandigen Querträger verbunden und ausgesteift. Bei der geringen Höhe der Hauptträger dienen die oben liegenden Querträger zugleich als Pfosten zur Uebertragung der Windkräfte auf den unteren Streben-Windverband und sind zu diesem Zweck gegen die Hauptträger-Untergurte durch besondere Endwinkel w in Fig. 35 abgesteift. Aus dem Grundriß, Fig. 4, ist die allgemeine Anordnung der Windstreben zu erkennen. Fig. 34 zeigt ihren Anschluß an den Untergurt sowie die Einzelheiten der gespreizten, aus 2

folge dieser Anordnung außer für die beiden erwähnten Fachwerks-Endquerträger 0, 0' bei der ganzen Brücke nicht vor.

Neben den Hauptträgern sind in den Seitenöffnungen als äußere Längsträger C-Eisen angeordnet, (s. Fig. 35). In den Mittelöffnungen sind die äußeren Längsträger gemäß Fig. 52 derart erhöht, daß sie sowohl dem Fußweg wie dem Fahrdamm zur Auflagerung dienen.

Die Fahrbahn tragen Belageisen von 120 mm Höhe. Leider weist das Deutsche Normalprofilbuch nur sehr niedrige Belageisen auf, die für Fahrbahnbeläge mit großen Verkehrslasten nicht zweckmäßig sind. Deshalb mußte hier zu dem größten in Deutschland bekannten Belageisen Zuflucht genommen werden, das von der Burbacher Hütte gewalzt wird. Ein noch größeres Profil wäre für Brückenfahrbahnen sehr erwünscht. Diese Belageisen sind nach dem Quergefälle der Brücke beiderseitig mit 1:75 zwischen den äußeren Längsträgern in einer Länge gestreckt (s. Fig. 35, 52 und 53) und mittels Klemmplatten auf die Schenkel der Längsträgerwinkel geschraubt, derart, daß die unteren Belageisenschkel der Schwächung wegen nicht durchbohrt zu werden brauchen. Stets sind 2 Schenkel mittels eines Bolzens angeschlossen. Ursprünglich war beab-

Fig. 51.

Bogenstück im Scheitel.

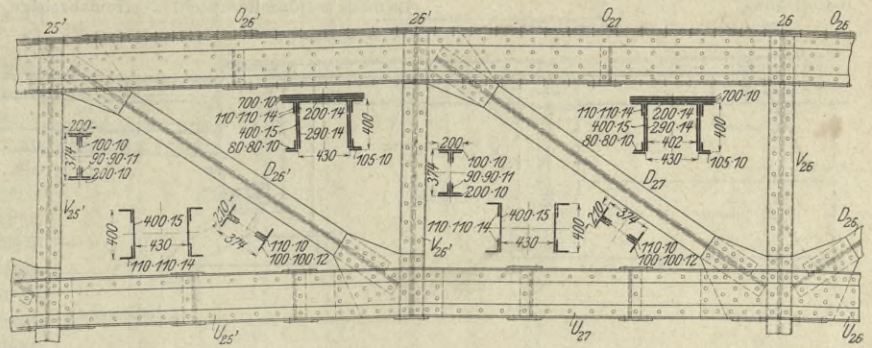


Fig. 52. Brückenquerschnitt im Scheitel.
(Stromseitige Hälfte.)

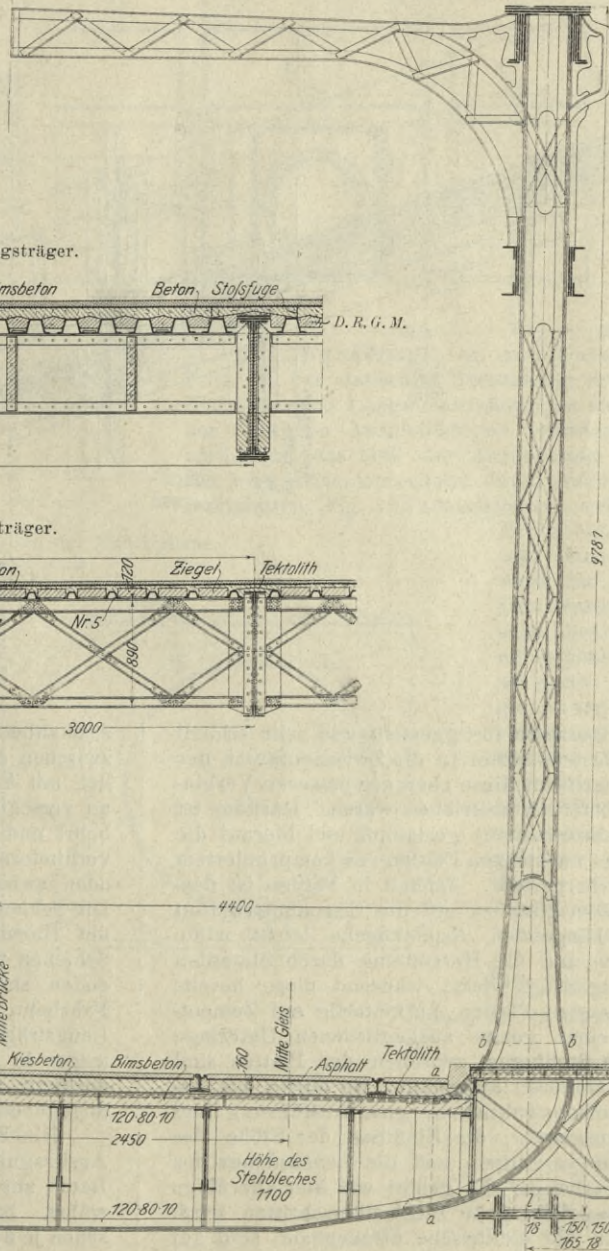


Fig. 53. Fahrbahnlängsträger.

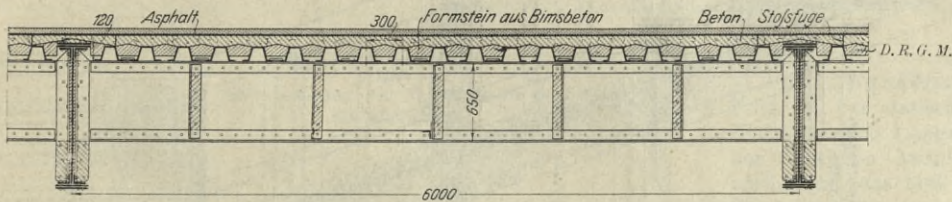
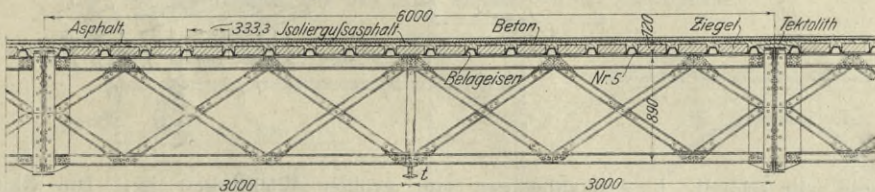


Fig. 54. Fußweglängsträger.



sichtigt, die Befestigung nur bei jedem zweiten Längsträger in versetzter Weise herzustellen. Es erwies sich jedoch bei der Ausführung, daß ein völlig festes Auflager der Belageisen dadurch noch nicht erreicht wird, weil die Lagerflächen sich nicht gleichmäßig berühren. Es wird deshalb die Bemerkung von praktischem Interesse sein, daß nachträglich alle zwischenliegenden Punkte fest verschraubt worden sind, damit durch den Stoß des schweren Straßenverkehrs keine Bewegungen in den Belageisen möglich sind. Den Vorzug verdient die Belageisenbauweise nicht bloß wegen des geringen Eigengewichts der Fahrbahn, sondern deshalb, weil die Betonmassen leichter vom Wasser frei bleiben, was bei den Buckelplatten selbst mit dem üblichen Loch an der tiefsten Stelle nicht sicher der Fall ist. Vor allem hat man die Gewißheit, daß bei etwaigen Undichtigkeiten der Fahrbahn die Ursache und namentlich der Ort des Uebels schneller festgestellt werden kann, und daß Beschädigungen der Fahrbahn durch Frost völlig ausgeschlossen sind. Zur einfachen und leichten Ausfüllung der Zwischenräume zwischen den Belag-

eisen habe ich Keilsteine aus Bimsbeton — D. R. G. M. Nr. 224111 — angewendet, die sich gegen die schrägen Stege der Belageisen legen; Vorrichtungen und Rüstungen zum Schließen der Fugen zwischen den Belageisen sind daher nicht nötig. Die Keilsteine werden lange Zeit vor dem

Fig. 56.

Rechter Landpfeileranschluß stromabseitige Hälfte.

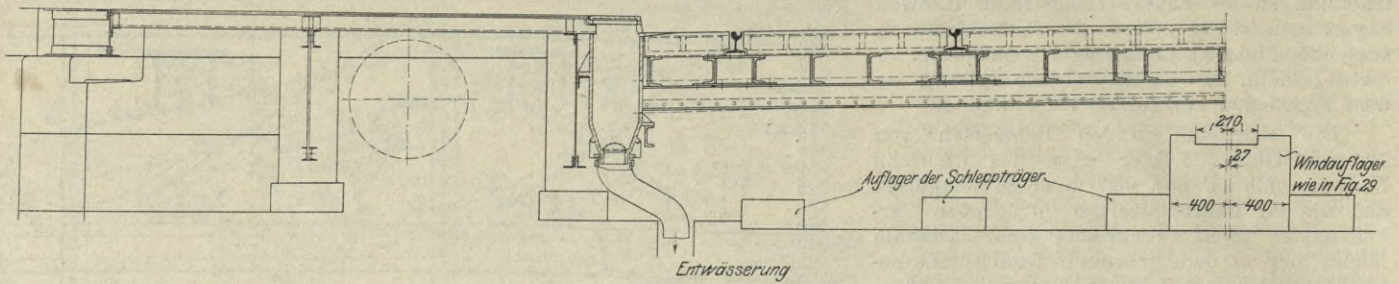
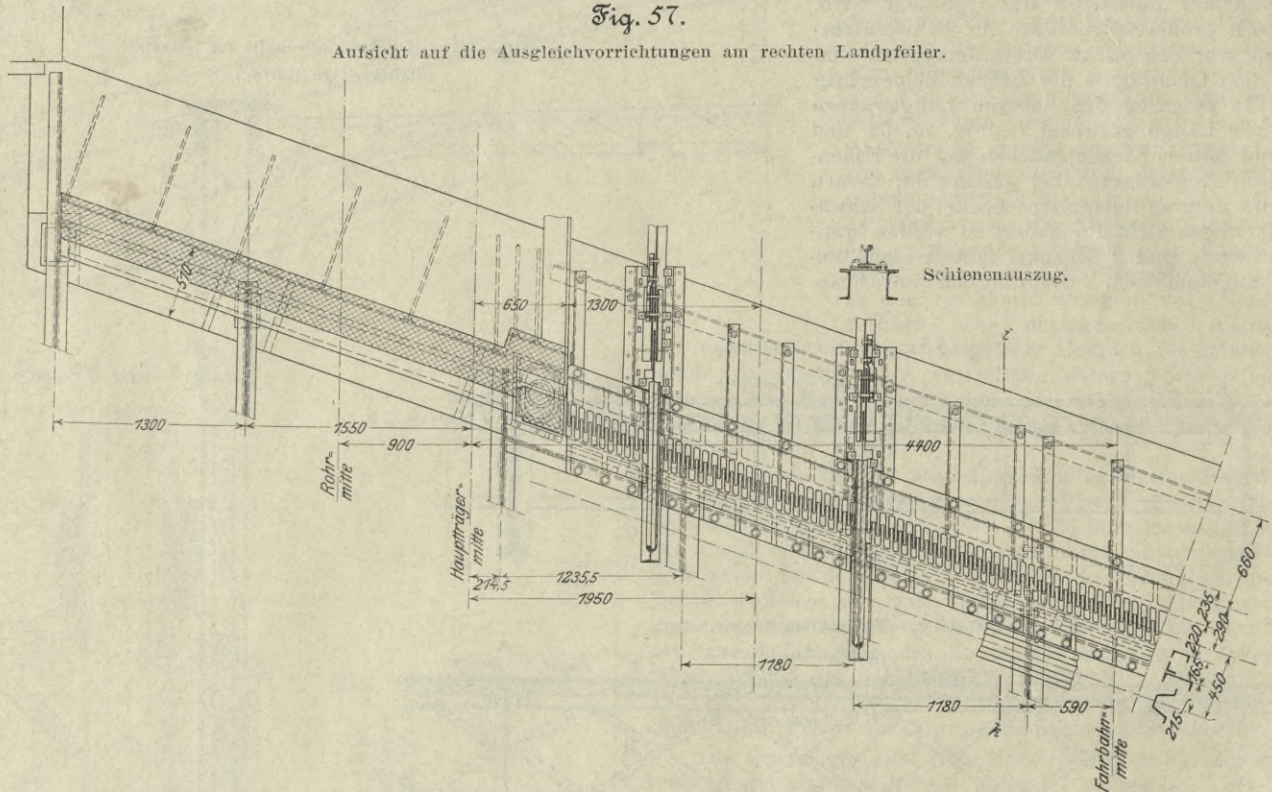


Fig. 57.

Aufsicht auf die Ausgleichvorrichtungen am rechten Landpfeiler.



Gebrauch neben der Baustelle fertiggestellt und sehr schnell von den Maurern in Zementmörtel in die Zwischenräume der Belageisen versetzt, nachdem diese oben der besseren Verbindung wegen mit Zementmilch bestrichen waren. Darüber ist eine 11 cm hohe Kiesbetonschicht gestampft und hierauf die Asphaltabdeckung aus 5 cm starken Platten von komprimiertem sizilianischem Asphalt hergestellt. Asphalt in Platten ist deshalb verwendet, weil im Hinblick auf die Eisenkonstruktion bei einer zusammenhängenden Asphaltdecke leicht wilde Risse auftreten können und die Herstellung durch Stampfen auf die Unterlage ungünstig wirkt, während diese bereits vorher fest komprimierten Platten parkettartig auf Zementmörtelbettung über einer genau ausgeglichenen Unterlage verlegt werden. Die Stoßfugen zwischen den Platten sind 1 mm stark und mit Goudron ausgefüllt. So dürfte das Asphaltpflaster auf Eisenkonstruktionen, gute Ausführung und bestes Material vorausgesetzt, die Einfüsse der Stöße des Verkehrs am meisten beseitigen und die Lebensdauer des Bauwerks wesentlich erhöhen. Es gehört wie hier allerdings dazu, daß das Längengefälle 1:70 nicht überschritten wird.

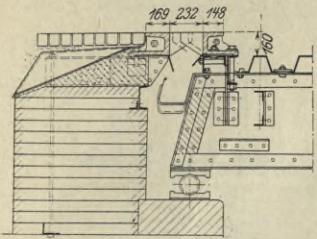
Die Schienen für die elektrische Straßenbahn sind auf den Belageisen wie auf eisernen Querschwellen verlegt und befestigt. Zwischen Schienenfuß und Oberfläche des Belageisens sind Fugen vorgesehen, welche nach genauer Ausrichtung der Schienen mit Hartmetall vergossen worden sind, damit die Schienen mit der übrigen Eisenkonstruktion ein möglichst festes Ganzes bilden, was für die Erhaltung des

Asphaltbelages von größter Wichtigkeit ist. Die Räume zwischen Kopf und Fuß neben dem Schienensteg sind seitlich mit Asphaltmastix dicht ausgespachtelt; die Schienen sind an verschiedenen Stellen von der Rille aus senkrecht durchbohrt und mit Abfußröhren versehen, um auf alle Fälle zu verhindern, daß Wasser in der Schienenrinne stehen bleibt oder zwischen Schienen und Asphaltunterbettung eindringt. Die Schienenstöße sind gleichfalls durchaus dicht verlegt und mit Hartmetall vergossen, da die Längsausgleichung der Schienen mit der gesamten Eisenkonstruktion an den Brückenden stattfindet. Damit trotz dieser Vorsicht das von der Fahrbahn durchsickernde Wasser nicht die Anschlüsse der Längsträger an die Querträger beschädigt, sind die Querträger in ihrer ganzen Ausdehnung mit einer Asphaltfilz-Abdeckung noch besonders gesichert, wie in Fig. 52 bis 54 angegeben ist.

Die Fußwege ruhen in Verlängerung der Querträger auf Auskragungen (Fig. 35 und 52), deren Gestalt möglichst viel Raum zur Ueberführung von Gas und sonstigen Leitungen gewährt. Zur Auflagerung der Rohrleitungen in der Mitte zwischen je zwei Auskragungen sind Träger t (s. Fig. 54) derartig angebracht, daß die Unterstützungen beim Verlegen der Rohre oder bei Ausbesserungen der Leitungen fort genommen werden können. Auf der einen Seite dienen die Aussparungen zur Ueberführung einer großen Zahl von Kabeln des Kraftwertes der Berliner Elektrizitätswerke (Fig. 35). Zwischen je 2 Auskragungen sind die Fußweglängsträger (s. Fig. 54) gespannt,

Fig. 58.

Ausgleichvorrichtung der Fahrbahn am rechten Landpfeiler.
Schnitt *i-k* aus Fig. 54.



bei deren Ausbildung auf leichtes Aussehen Rücksicht genommen ist, da sie in der Brückenansicht in die Erscheinung treten. In den Seitenöffnungen liegen neben den Hauptträgern als Längsträger noch kleine \square -Eisen (s. Fig. 35). In der Mittelöffnung sind die oben erwähnten äußeren Längsträger der Fahrbahn gleichzeitig als Längsträger der Fußwege mitbenutzt. An den äußeren Enden sind die Randträger (s. Fig. 35 und 52) durch ein in mittlerer Höhe innen angenietetes Winkelisen zum Tragen der Fußwege geeignet gemacht. Auch diese werden von Belageisen gebildet, die mit Ziegeln und Beton und darüber mit einer 2 cm starken Gussasphaltschicht abgedeckt sind (s. Fig. 54).

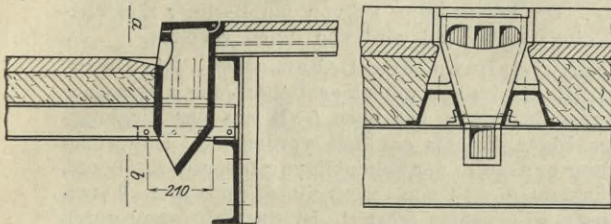


Fig. 59 bis 61.

Entwässerung der Fahrbahn in der Mittelöffnung.

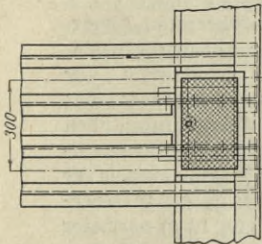


Fig. 64 bis 66. Einzelheiten der Signallaterne.

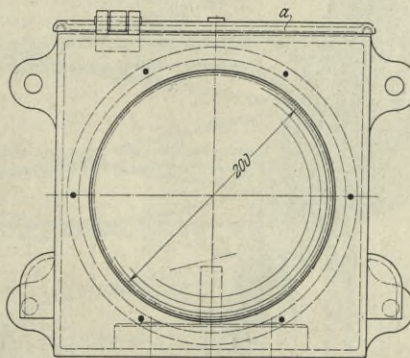
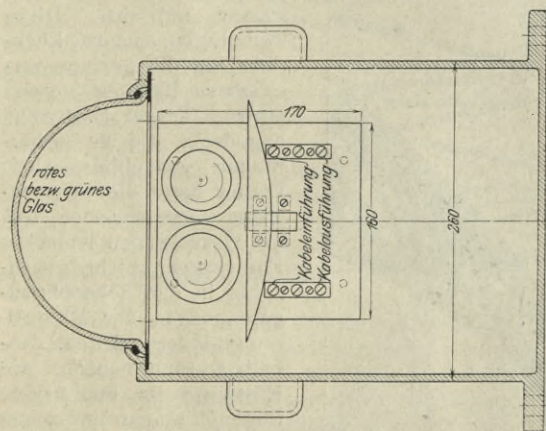


Fig. 67.

Stellung der Signallaternen.

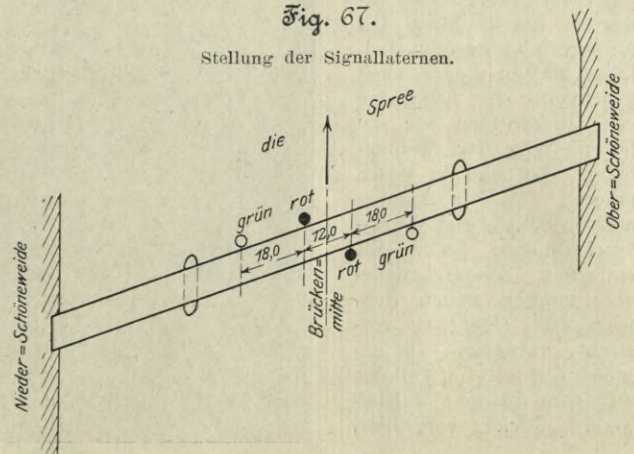
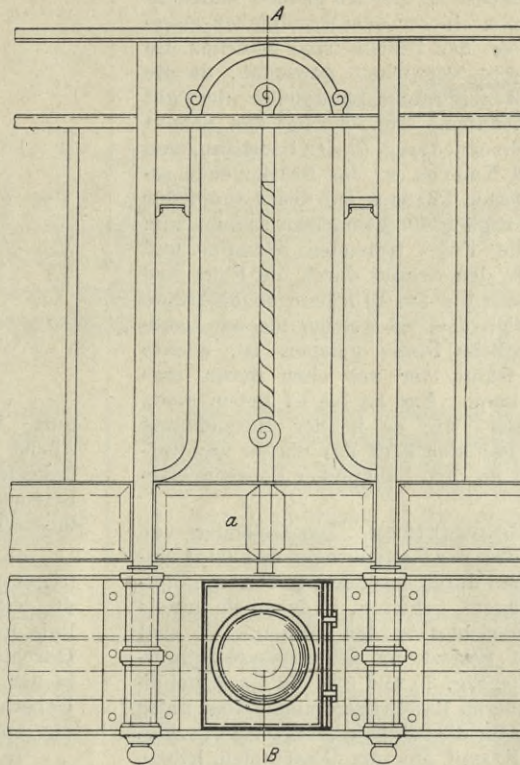


Fig. 62 und 63.

Anordnung des Geländers und der Signallaterne.



5. Längenausgleich und Entwässerung. Wie bereits in der statischen Berechnung erwähnt, finden an den Brückendenen Längenausdehnungen statt, die an den Enden der Fahrbahn Ausgleichfugen erfordern. Am linken Landpfeiler ist das Maß der Ausdehnung nicht sehr erheblich. Sie wird dementsprechend durch aufeinanderschleifende Gußstahlplatten (Fig. 30) ausgeglichen, welche die Fahrbahn am

Brückende abschließen und auf einem Z-Eisen am Mauerwerk des Landpfeilers schleifen. Das Pflaster der Rampe ist anderseits über dem Landpfeiler durch einen Stahlgußkörper fest abgeschlossen. Fig. 28 zeigt die Ausgleichvorrichtung in den Bürgersteigen, welche aus Riffelblech besteht. Das von der Brückenabdeckung durch die Fuge tretende Wasser wird durch Rinnen abgeleitet. Die Straßenbahnschienen sind hier gleichfalls durch Ausgleichvorrichtungen unterbrochen. Am linken Land-

pfeiler war auf einen Längsausgleich von ± 60 mm Rücksicht zu nehmen. Die hierdurch veranlaßte Konstruktion ist in Fig. 56 bis 58 dargestellt. Zunächst ist hier die gleiche Schienenanzugvorrichtung unmittelbar hinter dem Landpfeiler angeordnet. Infolge der Schiefe der Brücke sind natürlich die Ausgleichvorrichtungen recht verwickelt geworden, da die Fugen mit Rücksicht auf den schrägen Landpfeiler nicht gut normal angelegt werden konnten. Fig. 58 zeigt den Schnitt der kammartigen Ausgleichvorrichtung in der Fahrbahn, den Anschluß des beweglichen Kammes an das Brückenende sowie die Auflagerung des festen Kammes auf dem Landpfeiler und die von unten leicht zugänglich gemachten Rinnen zum Auffangen des durch die Fuge tretenden Wassers und Schmutzes. Fig. 56 stellt den Schnitt durch die Fuge und Fig. 57 den Grundriß sowie die am Brückenende befestigte bewegliche Gullykonstruktion dar, in welcher die am Landpfeiler befestigte unbewegliche Rinne gelagert ist, ebenso die Entwässerung dieses Gully, der von oben durch eine Klappe gereinigt werden kann. Fig. 59 bis 61 geben einen Entwässerungskasten wieder, wie er in der Mittelöffnung zur Ausführung gebracht ist; hier läuft das Wasser unmittelbar in den Fluß, während an dem Landpfeiler Rohrentwässerung ausgeführt ist.

6. Geländer und Beleuchtung. Die Geländer von 1,10 m Höhe, welche besonders der Kosten wegen möglichst einfach ausgebildet sind, werden durch besondere gußeiserne Stützen außer an den Randträgern gehalten, in denen sie mittels Stellschrauben leicht ausgerichtet werden können. Sie sind möglichst weit nach außen gesetzt, um die nutzbare Bürgersteigbreite zu vergrößern (s. Fig. 35 und 52). In der Mittelöffnung sind in Höhe des äußeren Randträgers unmittelbar unter den Geländern Signallichter für die Schifffahrt vorgesehen; s. Fig. 62 bis 67. In gußeisernen Kästen, die vorn Glaskuppeln haben, befinden sich elektrische Glühlampen mit Blendschirmen. Mittels einer Klappe *a* (s. Fig. 62 und 65) am Geländersockel kann man vom Bürgersteig aus den Kasten öffnen, um die Glühlampe erforderlichenfalls auszuwechseln. Zur Brückenbeleuchtung dienen 7 Bogenlampen, von denen je 2 an den Brückeneingängen einander gegenüber an 8 m hohen geschmiedeten Lichtträgern aufgehängt sind, s. Textblatt; die drei andern hängen gleich hoch in der Brückenachse, und zwar eine unter der mittleren Querstreife (s. Fig. 68), die beiden andern an Querdrähten zwischen den beiden gußeisernen Masten, welche über den aus der Fahrbahn heraus tretenden Obergurten des Bogens genau über den Auflagern aufgestellt sind. Diese Masten dienen auch gleichzeitig zur Aufnahme von Querdrähten für die Stromleitung der Straßenbahn. Sie sind in ihrem unteren Teil zur Aufnahme von Schalt- und Windvorrichtungen hohl. Mit einfachen Kunstschmiedeverzierungen gegen Fußweg und Obergurt verstrebt, verdecken sie zugleich den unteren Teil des aus dem Fußweg aufsteigenden Rücken vom Ober-

gurt. Während die Bogenlampenbeleuchtung nur für den Abend bestimmt ist, dienen aus Sparsamkeitsgründen noch besondere Nernst-Lampen in gleicher Zahl für die nächtliche Beleuchtung. Die Beleuchtung ist von den Berliner Elektrizitätswerken eingerichtet und wird von ihnen versorgt.

c) Die Aufstellung des Ueberbaues. Die Hauptträger sind bei der Zulage mit einer Ueberhöhung versehen, die mit einem Zuschlage von etwa 5 vH aus der Biegelinie infolge Eigengewichts ermittelt worden ist. Die größte Durchbiegung beträgt in der Seitenöffnung theoretisch 36 mm, in der Brückenmitte 76 mm, ausgeführt sind hier 80 mm Ueberhöhung; wie später erörtert, ist sie nicht ganz durch die Ausführung getilgt worden.

In Fig. 69 bis 71 ist das von der ausführenden Unter-

nehmung konstruierte hölzerne Aufstellgerüst zur Darstellung gebracht, das in der Mittelöffnung nach Vorschrift der Stromverwaltung 2 symmetrisch zur Strommitte gelegene Durchfahrten von 14 m normaler Breite und 4 m Mindesthöhe über dem Normalwasser aufweist. Diese Öffnungen sind mit Rücksicht auf die geringe verfügbare Bauhöhe durch eiserne Träger N. P. 42 $\frac{1}{2}$ abgedeckt, die als Gerberbalken ausgebildet sind. Ferner hatte die Strombehörde vorgeschrieben, daß die Gerüste den lebhaften Flußverkehr nicht gleichzeitig in den Seitenöffnungen und in der Mittelöffnung hindern dürften. Deshalb wurden zunächst die Rüstungen in den beiden Seitenöffnungen und neben den Stropfpfeilern in der Mittelöffnung je ein Joch aufgestellt, um die Ueberbauten in den Seitenöffnungen vorerst über den Stropfpfeiler hinweg bis zum Punkt 15 bzw. 15' auskragend herzustellen. Wie der Querschnitt, Fig. 69, zeigt, besteht das Gerüst in den Seitenöffnungen aus 2 Teilen, einem unteren, der zur Aufstellung der Hauptträger dient, und einem oberen von 7,50 m Breite für die Aufstellung

Fig. 69

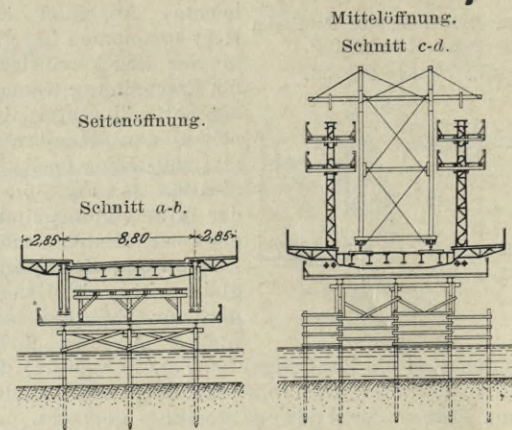
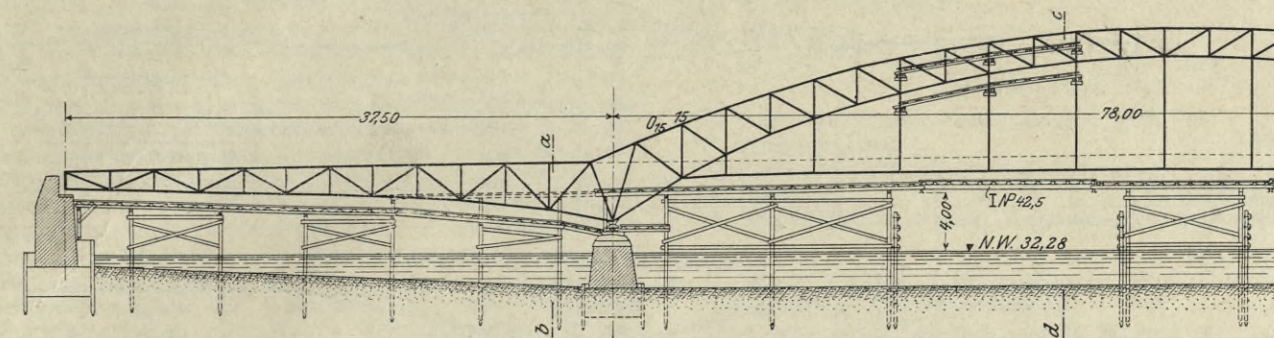


Fig. 68. Brückenansicht von der Fahrbahn aus.



bis 71. Aufstellgerüste.



der Quer- und Längsträger. Das Eisen wurde von der Niederschöneweider Seite aus zugeführt und am Landpfeiler auf die Rüstungen gehoben (s. Textblatt). Zuerst wurden die Querträger aufgelegt und entsprechend der Ueberhöhung unterklotzt, dazwischen dann die Längsträger gelegt und mit jenen verbolzt. Gleichzeitig wurde auf dem entsprechend geformten Untergerüst der Untergurt in der überhöhten Lage ausgestreckt, die Fachwerkpfosten eingebaut und mit den Querträgern verbunden, so daß alles übrige Eisenwerk der Hauptträger eingebaut, schließlich die Lager eingepaßt und die ausgekragten Teile entsprechend vorgebaut, das Ganze nachreguliert und vernietet. In einer dem Baubetriebe angepaßten Aufeinanderfolge gleichartiger Arbeiten wurde dann in gleicher Weise der Ueberbau in der rechten Seitenöffnung gleichfalls über den Stropfpfeiler überkragend hergestellt, und zwar durch Uebersetzen des erforderlichen Eisens vom linken Ufer aus mittels Prahmen. Diese Arbeiten erfolgten im Frühling 1904. Nach vollständiger Fertigstellung der Eisenkonstruktionen in den Seitenöffnungen wurden die Rüstungen entfernt, diese Öffnungen dem Schiffsverkehr wieder freigegeben und mit dem Einbau der Rüstung in der Mittelöffnung vorgegangen. Die Abdeckung dieser Rüstung lag unter dem Zugbande. Es wurde auch hier mit dem Auslegen der Querträger, jedoch ohne Hängepfosten, begonnen, die Längsträger verlegt und verschraubt, dann das Zugband in der vorgeschriebenen Höhenlage ausgelegt und mit den Querträgern verbunden. Hierauf wurden die Hängepfosten an Masten neben den Querträgern aufgerichtet und mit den Querträgern vernietet. Mittels des im Querschnitt, Fig. 69, dargestellten Vernetzgerüsts wurden dann die Gerühalfen des Untergurtes an die Pfosten gelegt und verbolzt, darauf in gleicher Weise die übrigen Füllstäbe und Obergurteile. Das Schaubild auf dem Textblatt stellt diesen Hergang dar. Der den Punkten 15 bzw. 15' gegenüberliegende Teil des Obergurtes O_{15} bzw. O_{15}' (s. Fig. 4 und 71) wurde jedoch aus bereits früher erwähnten Gründen noch nicht eingebaut. Nachdem das Ganze reguliert war, begann die Vernietung, und zwar die des Bogenfachwerkes von 2 Rüstungen aus, welche an den Pfosten befestigt waren, s. Fig. 69.

Bei der Aufstellung der Kragträger waren die landseitigen Enden 20 cm höher montiert als endgültig nötig, um den zwanglosen Anschluß der Stäbe und besonders des Zugbandes der eingehängten Mittelöffnung im Knotenpunkt 15/15' durch entsprechende Absenkung an die vorgebohrten Knotenbleche vornehmen zu können. Diese Senkung ging der Aufstellung der Mittelöffnung und der festen Vernietung an den Knotenpunkten 15/15' voraus. Nach Fertigstellung der Mittelöffnung wurden die stützenden Bockschrauben gelüftet und die Lager des Tragwerkes über den Stropfpfeilern in ihrer Höhenlage genau eingestellt sowie die Durchbiegungen gemessen, die nach vollständiger Anrüstung entstanden. Dann wurden, nachdem bereits mit den Seitenöffnungen etwas früher begonnen war, die Belageisen aufgebracht und befestigt und die Fahrbahnabdeckung zunächst mit offenen Stoßfugen über dem Gelenkpunkt 15/15' hergestellt; jedoch wurden entsprechend der steigenden Belastung in der Mittelöffnung die landseitigen Trägerenden durch Bockschrauben nochmals etwas gehoben und die Anker gelüftet, damit die als Gelenke dienenden Knotenbleche nicht überanspruchung wurden. Nach Einbau der Schienen und der Fahrbahnabdeckung, d.

h. nach vollständiger Belastung durch Eigengewicht, wurden dann die den Gelenkpunkten gegenüberliegenden Obergurte O_{15} und O_{15}' genau nach örtlichem Stabmaß zwanglos eingepaßt und vernietet. Dann wurden die landseitigen Enden der Hauptträger in ihre endgültige Lage gesenkt und die Verankerungen entwurfsmäßig festgestellt, hierauf die Stoßfugen in der Fahrbahn geschlossen. Dabei sind die Spannungen in den Stäben O_{15} und O_{15}' mit Balckeschen Spannungsmessern gemessen worden und festgestellt, daß sie infolge dieses Vorganges 200 kg/qcm Zug von vornherein erhalten haben, wodurch also das Haupttragwerk bei dieser Umwandlung in den durchlaufenden Balken mit einer günstig wirkenden Anfangsspannung beeinflusst wird. Bei der Ausrüstung der Mittelöffnung wurden 23 mm Durchbiegung gemessen, nach Aufbringen der ganzen Eisenlast 60 mm. Wie später noch erörtert, sind bei der Belastungsprobe 9 mm Durchbiegung geblieben, so daß sich im ganzen der Scheitelpunkt um rd. 70 mm gesenkt hatte, während auf Grund der Berechnung die Brückenmitte, wie eingangs erwähnt, um 80 mm überhöht worden ist.

Der Ueberbau wurde mit Ausnahme der Fahrbahn und der Geländer bis Anfang Juli 1904 von der Firma Beuchelt & Co., Grünberg in Schlesien, in programmäßiger und tadelloser Weise ausgeführt.

d) Belastungsproben. Durch die landespolizeiliche Genehmigung waren Belastungsproben vorgeschrieben, die nach völliger Fertigstellung des Ueberbaues mit der gesamten Fahrbahn und den Ausgleichvorrichtungen an deren Enden in folgender Weise durchgeführt sind.

Es wurde zunächst die Mittelöffnung einer Prüfung unterzogen, und zwar wurde, um an Belastungsmaterial zu sparen, soviel Gewicht auf die fünf mittleren Felder der Brücke gebracht, daß die Beanspruchung des Zugbandes den größten Wert erreichte. Dazu war eine Belastung von 664 kg/qm Bodenmasse aus den benachbarten Rampen über der Fahrbahn und einem Bürgersteig ausgebreitet. Nachdem vorher die Biegelinie berechnet und wie in Fig. 72 durch die gestrichelte Linie 1 dargestellt war, wurden die Durchbiegungen infolge der vorgeschriebenen wirklichen Belastung gemessen, und zwar durch wiederholte Nivellements, während der Aufbringung der Belastung und 36 Stunden nach deren Beendigung. Die Gewichte des aufgebrauchten Belastungsmaterials wurden durch Wägungen während des Aufbringens nachgeprüft. Gleichzeitig wurden die Durchbiegungen an einem über Rollen geführten und durch Gewichte gespannten Nickelstahldraht unmittelbar gemessen. Diese Rollen waren über den nicht an der Durchbiegung teilnehmenden Auflagern gestützt. Mit Rücksicht auf den lebhaften Schiffsverkehr war eine Durchbiegungsmessung unterhalb der Brücke etwa mit in den Strom tauchenden Gewichten usw. ausgeschlossen. Aus den verschiedenen Beobachtungen sind die in der zweiten Reihe angegebenen wirklichen Durchbiegungen ermittelt und als Biegelinie 2 dargestellt. Bei Entfernung der Belastung wurde das Zurückgehen des Tragwerkes in die frühere Lage durch die vorerwähnten Beobachtungsmittel weiter verfolgt und nach 36stündiger Ruhepause zuletzt gemessen, um hiernach die bleibende Durchbiegung festzustellen; diese ist durch die Linie 3 dargestellt. In der Mittelöffnung betrug danach beim vollbelasteten Haupt-

Fig. 72. Durchbiegungen bei den Belastungsproben.

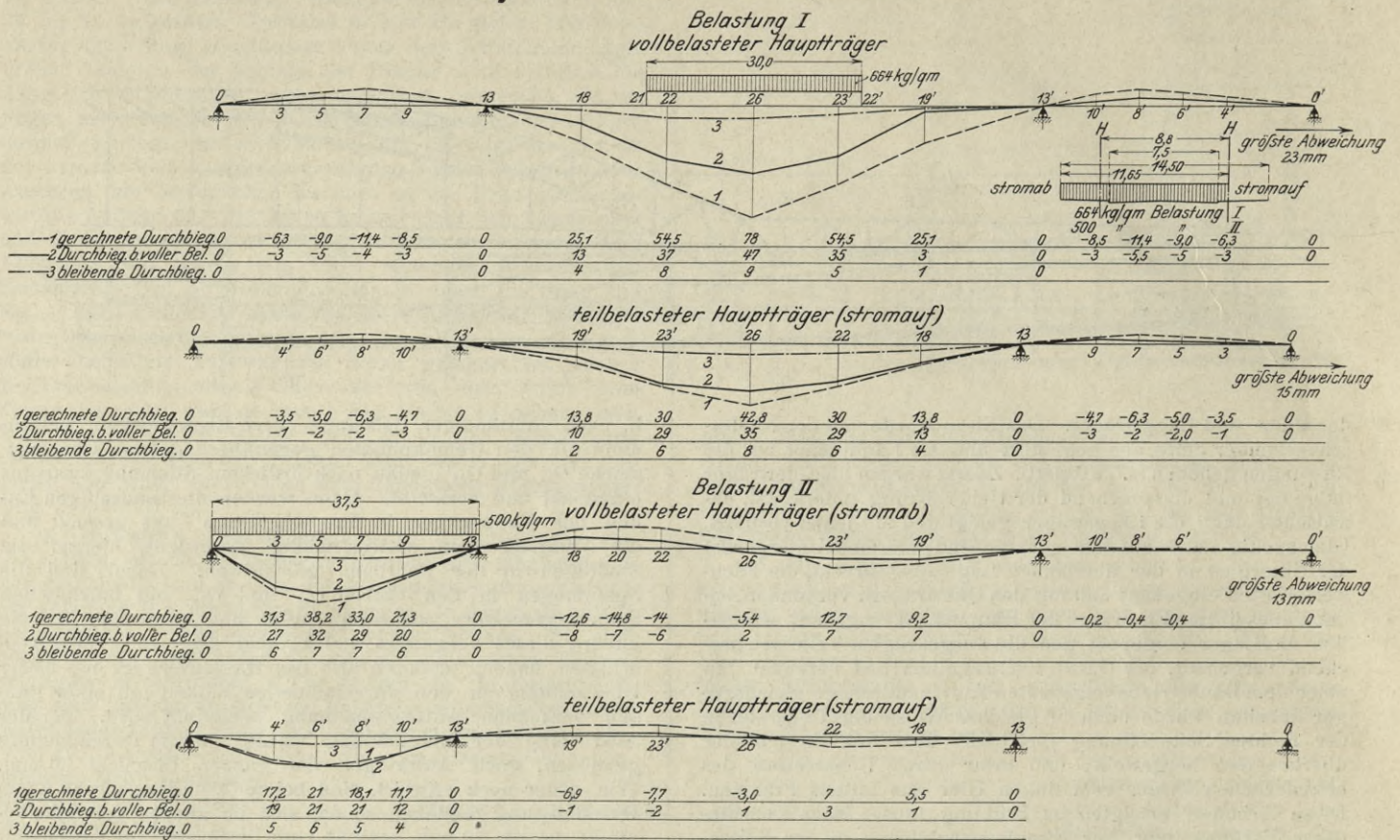


Fig. 73. Stützmauer der Oberschönewelder Rampe.

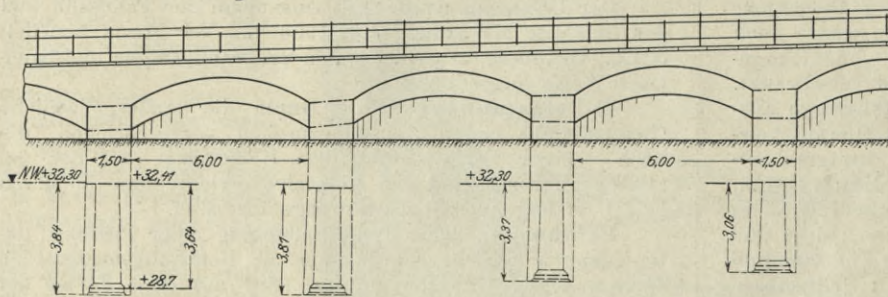
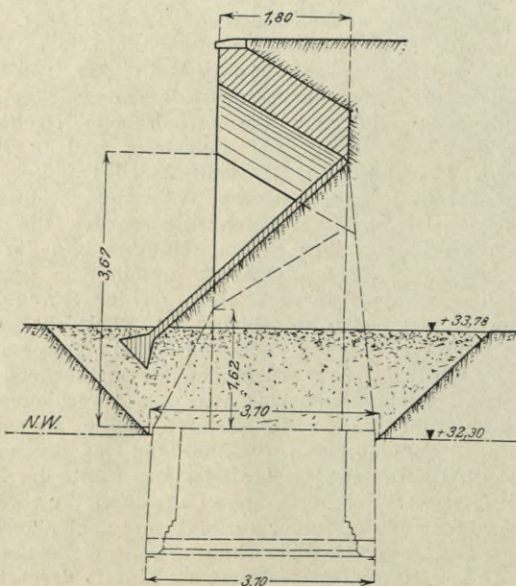


Fig. 74. Querschnitt der Stützmauer.



träger die größte berechnete Durchbiegung 78 mm, die größte beobachtete 47 mm, die größte bleibende 9 mm. Ähnliche Verhältnisse ergaben sich bei dem teilbelasteten Hauptträger. Die Aufbiegungen in der Seitenöffnung betragen nach der Berechnung -11,4, nach der Beobachtung -5,5 mm; eine bleibende Durchbiegung war hier nicht festzustellen. Gleichzeitig wurde die größte Längsverschiebung an der Pendelsäule am rechten Ufer beobachtet. Sie beträgt bei dem vollbelasteten Hauptträger 23 mm, bei dem teilbelasteten 15 mm. Als dann wurde die rechte Seitenöffnung, ebenfalls ein Bür-

gersteig und die Fahrbahn, in der ganzen Länge mit 500 kg/qm in gleicher Weise belastet, nachdem vorher die Biegelinie des ganzen Systems berechnet und in der Linie 1 der Fig. 72 aufgetragen war. Die gemessenen Durchbiegungen in der Linie 2 wurden in ähnlicher Weise wie vorher ermittelt, ebenso die bleibende Durchbiegung der Linie 3. Dabei wurde festgestellt, daß beim vollbelasteten Hauptträger der linken Seitenöffnung, wo die theoretisch größte Durchbiegung zu 38,2 mm berechnet war, die wirkliche Durchbiegung nur 32 mm betrug, während 7 mm bleibende Durchbiegung festgestellt wurden. Bemerkenswert ist, daß die Messungen in der Mittelöffnung verhältnismäßig größere Abweichungen zwischen berechneter und gemessener Durchbiegung zeigten, hingegen der allgemeine Verlauf der Biegelinien und die Lage des Nullpunktes in der Nähe des Scheitels scharf beim vollbelasteten wie beim teilbelasteten Hauptträger bestimmt werden konnten. Der Einfluß dieser Belastung bei der gegenüberliegenden Seitenöffnung konnte nicht gemessen werden, da er theoretisch im größten Falle nur 0,4 mm nach oben betrug. Die größte gemessene Längsverschiebung beim vollbelasteten Hauptträger nach links betrug 13 mm. Für die Schrägstreben O_{15} und das Zugband sind außerdem auch die Spannungsunterschiede infolge der Probebelastung berechnet. Diese Spannungsänderungen wurden während der Belastung mit Balckeschen Spannungsmessern

beobachtet. Die Beobachtungen haben sich jedoch nicht gut durchführen lassen, da der größte Spannungszuwachs beim Belastungsfall I im Zugband nur 360 kg/qcm beträgt und Differenzen von 100 bis 200 kg nicht mit Sicherheit anzugeben sind, so daß die wirkliche Spannung nur annähernd mit der theoretischen verglichen werden konnte. Das Ergebnis der Beobachtungen ist jedoch durchaus befriedigend. Daß die Biegungen und Spannungen wesentlich geringer ausgefallen sind, als theoretisch berechnet, liegt natürlich an der nicht ganz zutreffenden Berechnungsannahme reibungsloser Gelenke in sämtlichen Knotenpunkten, welche bei einem verhältnismäßig engmaschigen Stabnetz wie dem vorliegenden nicht vorhanden sind. Auch sind besonders die Spannungen als stark beeinflusst von der gewählten Aufstellungsart und der etwaigen Mitwirkung der Fahrhahnlängsträger bei Aufnahme des Bogenschubes anzusehen. Da bei weitgespannten Straßenbrücken die Wahrnehmungen der Fußgänger beim Hinüberfahren von Wagen bekanntermaßen zu gewaltigen Ueberschätzungen der Größe der Durchbiegungen Veranlassung geben, so sind diese beim Hinüberfahren von vollbelasteten schweren Steinwagen im Scheitel der Brücke beobachtet worden. Es wurden in der Mitte der Brücke und an andern empfindlichen Stellen Nivellierlatten aufgestellt und während des Ueberfahrens des Wagens im Schritt vom Lande aus beobachtet; im Trab konnte beim besten Willen von mehreren Beobachtern nur festgestellt werden, daß das Schwanken des Fadenkreuzes vor den Teilstriichen nicht mehr als 1 mm betrug.

VI. Rampenanlage. Wie unter III bereits angegeben, ist die Rampenanlage verhältnismäßig einfach. Die Edisonstraße auf Oberschöneweider Gebiet mußte aus örtlichen Gründen in einer Steigung von 1:40 angelegt werden, der Fahrdamm mit Würfelpflaster in 11 m Breite, die beiden Bürgersteige in je 4 m Breite. Letztere sind mit Asphaltplatten und Mosaikpflaster abgedeckt. Zur Abstützung der Rampe nach dem westlich gelegenen, zum Ufer führenden Verbindungswege war eine Mauer erforderlich, welche in Fig 73 und 74 dargestellt ist. Der gute Baugrund lag landeinwärts tiefer als am Ufer, so daß er an der tiefsten Stelle erst auf + 28,70 mN.N. d. h. 3,6 m unter Normalwasser, vorgefunden wurde. Mit Rücksicht hierauf ist die aus Beton hergestellte Mauer in aufgelöster Form ausgeführt. Die Erdböschung fällt unter den Gewölben bis vor die Mauerflucht und ist durch 10 cm starken Betonschlag geschützt. Die ganze Betonaußenfläche hat einen rauhen Putz erhalten und fügt sich dem gesamten Brückenbilde sehr gut ein (s. Textblatt). Die eingangs erwähnten Uferbekleidungen sind durch einfache hölzerne Bohlwerke auf der Oberschöneweider Seite bewirkt.

Die Rampe auf der Niederschöneweider Seite bietet kein besonderes Interesse, da hier ein Gelände neu aufgeschlossen worden ist und sich infolgedessen keine technischen Schwierigkeiten ergaben. Stromauf schließt sich hier an die Brücke eine Uferstraße an, die durch ein hohes Uferbohlwerk aus eisernen Stielen mit Betonplatten begrenzt ist. Der Fahrdamm ist durch Würfelpflaster mit durchgehender Schotterunterbettung abgedeckt.

VII. Schluß. Die Kosten des gesamten Bauwerkes sind nachstehend zusammengestellt.

1) Unterbau.	
I. Linker Landpfeiler	27 750 M
II. Rechter Landpfeiler	28 250 »
III. Linker Strompfeiler	21 850 »
IV. Rechter Strompfeiler	24 850 »
V. Uferpfeiler	9 500 »
	zus. 112 200 M
2) Ueberbau.	
I. Eisenkonstruktion nebst Lagern und Fahrhahnausgleich	244 000 M
II. Fahrhahunterbettung und Abdeckung	29 900 »
III. Geländer	9 500 »
IV. Verschiedenes, Masten, Kandelaber usw.	12 000 »
	zus. 295 400 M
Dazu kommen noch die Kosten für die Lichtsäule, die Treppenanlage und Verschiedenes	
	46 250 M
Stützmauer und Pflasterung der Oberschöneweider Rampe	
	69 300 »
	zus. 115 550 M
Abgesehen von diesen Nebenkosten hat die Brücke also pro qm Grundfläche $\frac{407\,600}{160 \cdot 14,5} = \text{rd.}$	
	175,00 M
gekostet.	

Von Interesse dürften nachstehende Einzelpreise sein, bei denen der Einbau eingeschlossen ist:

1 cbm Erdaushub unter Wasser	7,50 M
1 qm Spundwand	24,60 »
1 cbm Schüttbodyeton	23,50 bis 26,50 »
1 cbm Stampfbeton über Wasser	29,25 »
1 cbm Granitverblendung	181,00 »
1 cbm Granitwerkstein der Auflagersteine	184,00 »
1 t Brückenkonstruktion einschl. Aufstellung, Rüstung und dreimaligen Anstrichs	255,00 »
1 qm Asphaltplattenbelag ohne Unterlage	9,50 »
1 qm Gußasphaltbelag für die Fußwege	1,90 »
1 m Geländer	29,70 »

Anfang Dezember 1904 wurde die Brücke dem Verkehr übergeben. Um die Ausführung haben sich nachbenannte Firmen durch mustergültige Leistungen und promptes Ineindergreifen ihrer Arbeiten verdient gemacht:

- 1) Unterbau: Philipp Holzmann & Co., Frankfurt a. M. Baubureau Berlin.
- 2) Ueberbau: Beuchelt & Co., Grünberg in Schlesien.
- 3) Fahrhahabdeckung: Berliner Asphaltgesellschaft Kopp & Co., Berlin.
- 4) Kunstschmiedearbeiten: Methling & Gleichauf, Charlottenburg.
- 5) Beleuchtungseinrichtung: Berliner Elektrizitäts-Werke.

Die Bauherrin vertrat der Gemeindebaurat Meyer in Oberschöneweide.

Mit Entwurf und Bauleitung war der Verfasser betraut, dessen Bauingenieurbureau — besondere Erwähnung verdienen Dipl.-Ing. Gestessy und Architekt Haufft — alle Berechnungen, Einzel-, Bau- und Werkstattzeichnungen angefertigt hat.



1951

POLITECHNIKA KRAKÓWSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. Inw.

33984

Kdn. 524. 13. IX. 54

Verlag von Julius Springer in Berlin.

Von demselben Verfasser erschienen früher
als Sonderabdrücke aus der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure:

Der
Wettbewerb um den Entwurf einer Strafsenbrücke
über den Neckar bei Mannheim.

Mit 100 in den Text gedruckten Abbildungen und 1 Textblatt.

Preis M. 2.—.

Der
Wettbewerb um eine feste Strafsenbrücke über den Rhein
zwischen Ruhrort und Homberg.

Mit 145 in den Text gedruckten Abbildungen und 2 Textblättern.

Preis M. 2.—.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000303996