

Alle Rechte vorbehalten.

Zum 25jährigen Bestehen des Deutschen Stahlbau-Verbandes.

Von Schaper.

Vor 25 Jahren wurde der „Verein Deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken“, der später seinen Namen in „Deutscher Eisenbau-Verband“ und neuerdings in „Deutscher Stahlbau-Verband“ umänderte, ins Leben gerufen. In ihm fand sich der überwiegende Teil der deutschen Brücken- und Eisenbauanstalten zusammen, um künftig die mannigfaltigen Interessen gemeinsam zu vertreten. Es ist selbstverständlich, daß die hauptsächlichsten Interessen einer solchen Vereinigung auf wirtschaftlichem Gebiete liegen. Diese sind aber in der langen Zeit seit der Gründung des Vereins — das soll mit allem Nachdruck hier gesagt werden — niemals so stark in die Erscheinung getreten, daß eine Schädigung der entgegengesetzten Interessen der abnehmenden Kreise die Folge war. Es hat sich vielmehr sehr bald nach der Gründung des Vereins zwischen ihm und den Abnehmerkreisen, namentlich zwischen ihm und der Hauptabnehmerin, der Verwaltung der preußisch-hessischen Staatseisenbahnen, ein besonderes Vertrauensverhältnis herausgebildet. Dies ist vor allem dem Umstande zu verdanken, daß der Verein es sich zur ersten Aufgabe machte, durch umfangreiche Versuche die noch offenen Fragen des Stahlbaues zu klären und durch Gewährung von Beihilfen zu den Fonds der Technischen Hochschulen und zur Drucklegung von Doktorarbeiten und anderen wertvollen wissenschaftlichen Abhandlungen und durch Ausschreibung von Wettbewerben zur Lösung verwickelter Aufgaben des Eisenbaues die Ingenieurwissenschaften zu fördern. Bald nach der Gründung des Vereins wurde von ihm der „Ausschuß für Versuche im Eisenbau“ ins Leben gerufen, dem außer berufenen Mitgliedern des Vereins auch Vertreter der damaligen preußisch-hessischen Staatseisenbahnen und Professoren der Technischen Hochschulen beitraten. Nach den Angaben und unter der Leitung dieses Ausschusses wurden im Laufe der Jahre in verschiedenen Materialprüfungsämtern und Versuchsanstalten umfangreiche Versuche durchgeführt, die der Stahlbau-Wissenschaft sehr große Dienste geleistet und auch die Wirtschaftlichkeit der Stahlbauweise gefördert haben. Theorie und Praxis des Stahlbaues wurden durch die Versuchsergebnisse außerordentlich bereichert. Die hauptsächlichsten Versuche sind folgende:

1. Versuche zur Feststellung des Einflusses der Nietlöcher auf die Längenänderung und auf die Spannungsverteilung in Zugstäben,
2. Versuche zur Feststellung der Zweckmäßigkeit der verschiedenen Arten von Anschlüssen steifer Stäbe,
3. Versuche zur Feststellung der Wertung der verschiedenen Nietverfahren (Handnietung, Maschinennietung, Preßluftammernietung),
4. Versuche zur Feststellung der Zweckmäßigkeit gebräuchlicher Nietverbindungen,
5. Versuche zur Feststellung der Knickkraft großer gedrückter Stäbe eiserner Brücken in natürlicher Größe,
6. Versuche zur Feststellung der Größe des Winddrucks auf Brücken,

7. Versuche zur Feststellung der Knickspannungslinie für die verschiedenen Stahlsorten,
8. Versuche zur Feststellung der zulässigen Nietbeanspruchung bei wechselnder Belastung,
9. Versuche mit geschweißten Trägern.

Die Versuche haben auch das Vertrauen des Auslandes zur Gründlichkeit der deutschen Brückenbauwissenschaft und zur Zuverlässigkeit und Zweckmäßigkeit der deutschen Brückenkonstruktionen gestärkt.

Das langjährige gute Einvernehmen zwischen dem Deutschen Stahlbauverbande und den Eisenbahnbehörden veranlaßte auch die Deutsche Reichsbahn, ihre neuen Vorschriften für die Berechnung und die bauliche Durchbildung ihrer stählernen Eisenbahnbrücken in enger Zusammenarbeit mit dem Deutschen Stahlbau-Verbande aufzustellen. So entstanden die bekannten „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ und die „Grundlagen für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“. Diese neuen Vorschriften haben durch das Vertrauen weiter Kreise des In- und Auslandes auf ihren wissenschaftlichen Wert und auf ihre praktische Brauchbarkeit allgemeine Anerkennung und Verbreitung gefunden, eine Tatsache, die vor allem wohl der gemeinsamen Arbeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes und der Deutschen Reichsbahn zu danken ist.

Die Deutsche Reichsbahn sah sich bekanntlich in den letzten Jahren gezwungen, für ihre neuen größeren stählernen Brücken hochwertige Baustähle einzuführen, um diese Brücken für die neuen schweren Lastenzüge technisch einwandfrei ausbilden und sie erheblich billiger als in dem bisherigen Baustoff St 37 bauen zu können. Wenn es gelungen ist, die Widerstände, die sich der Einführung der hochwertigen Baustähle entgegensetzten, zu beseitigen, so ist dies mit in erster Linie der tatkräftigen Hilfe des Deutschen Stahlbau-Verbandes zu danken, der sich trotz mancher Unbequemlichkeiten, die die hochwertigen Baustähle in der Werkstatt und auf den Lagerplätzen verursachen, energisch für die hochwertigen Baustähle einsetzte. Daß der Deutsche Stahlbau-Verband zusammen mit der Deutschen Reichsbahn mit der Förderung der hochwertigen Baustähle den richtigen Weg gegangen ist, das zeigt die Tatsache, daß auch die neuen großen Brücken des Auslandes, z. B. die Brücke über den Kleinen Belt und die Brücken über den Dnjepr, in den neuen deutschen Stählen ausgeführt werden und daß die ausländischen Hüttenwerke bestrebt sind, die deutschen hochwertigen Stähle selbst zu erzeugen.

So hat sich der Deutsche Stahlbau-Verband in den 25 Jahren seines Bestehens als ein eifriger Förderer der technischen Wissenschaften, des Fortschrittes der praktischen Fragen des Stahlbaues und der deutschen Volkswirtschaft bewiesen. Alle Abnehmerkreise des deutschen Stahlbaues und alle Freunde der Wissenschaft der Stahlbauweise können nur den lebhaften Wunsch haben, daß der Deutsche Stahlbau-Verband ungeschwächt fortbestehen möge und daß ihm eine glückliche Zukunft beschieden sei.

Die neue viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Blunck, Altona.

Geschichtliches.

Auf der zur Deutschen Reichsbahn gehörenden Strecke Hamburg—Harburg an der stromaufwärts gelegenen Grenze des Hamburger Freihafens werden vier Eisenbahngleise über die Norderelbe geführt, und zwar zwei für den Personenzugverkehr und zwei für den Güterzugverkehr in Linienbetrieb. Hierzu dienten bis vor kurzem zwei Reihen von je drei zweigleisigen eisernen Überbauten von je 99,176 m Stützweite, die nach dem Entwurf des Baurats Lohse er-

baut wurden, und zwar die eine Reihe in den Jahren 1868 bis 1872 und die zweite in den Jahren 1892 und 1893. Lohse hat die von ihm erfundene Konstruktion in der Zeitschrift für Bauwesen 1885 auf Seite 79 ff.

eingehend beschrieben. Er war von der Absicht ausgegangen, ein Brückensystem in Bogenform zu schaffen, das keinerlei waagerechten Auflager-schub auf die Pfeiler übertrug. Er kam daher auf den Gedanken, einen als Hängegurt wirkenden, auf Zug beanspruchten Bogen mit einem darüber angebrachten gleich



Abb. 2. Alte Brücke, von Südosten gesehen.

konstruierten Druckbogen zu verbinden und die Lasten der angehängten Fahrbahn durch senkrechte Hängestäbe gleichmäßig auf beide Bogen zu verteilen, so daß deren waagerechte Wirkungen in den gemeinschaftlichen Auflagern sich gegenseitig ausglich und die Pfeiler nur in senkrechter Richtung belastet wurden. Wie Lohse zum Ausdruck bringt, macht diese Konstruktion den Eindruck großer Leichtigkeit. Er weist auch nach, daß seine Konstruktion tatsächlich leichter war als die anderen damals bestehenden ähnlichen Brücken gleicher Stützweite. Für den damaligen Stand der Wissenschaft ist diese Schöpfung des Baurats Lohse unbedingt als genial zu bezeichnen (Abb. 1 u. 2).

Man kann sich vorstellen, daß dieses Bauwerk mit der schönen, geschwungenen, doppelwelligen Linienführung damals viel Beachtung fand, und daß diese sonst wohl kaum wieder zur Anwendung gekommene Konstruktion mit ihrer eigenartigen Form mit der Zeit als ein Wahrzeichen Hamburgs angesehen wurde.



Abb. 1. Alte Brücke, von Süden gesehen.

1926 und 1927 erneuert werden sollte, lag es nahe, das alte System als ein Wahrzeichen Hamburgs beizubehalten. Man mußte aber berücksichtigen, daß inzwischen von dem Hamburger Staat neben der alten Eisenbahnbrücke eine neue Straßenbrücke, die Freihafen-Elbebrücke, erbaut worden war, bei der als Hauptträgersystem ein Zweigelenkbogen mit Zugband gewählt worden war. Diese Brücke ist eine zweistöckige Straßenbrücke; während unten der Straßenverkehr hinübergeleitet wird, soll oben später einmal die Hochbahn hinübergeführt werden. Für diese zweistöckige Ausbildung war das Lohse-System ungeeignet. Man konnte sich der bestehenden alten Eisenbahnbrücke nur insofern anpassen,

als der Obergurt des Zweigelenkbogens die Form des Obergurtes des Lohse-Trägers erhielt. Da aber in der seitlichen Ansicht die Durchschneidung der zweistöckigen Zweigelenkbogenbrücke durch die Hängestäbe des Lohse-Trägers unbefriedigend wirkte (Abb. 2), entschloß man sich auch für die neue Eisenbahnbrücke zum System der Freihafen-Elbe-

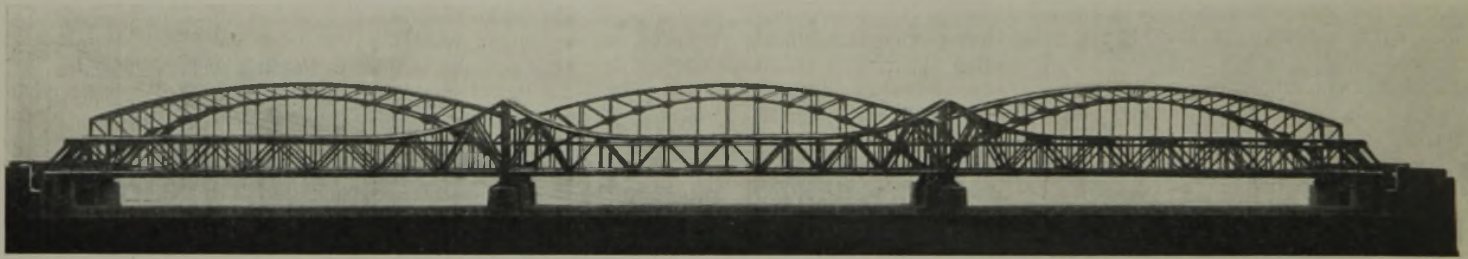


Abb. 3. Neue Brücke als Gerberträger im Modell.

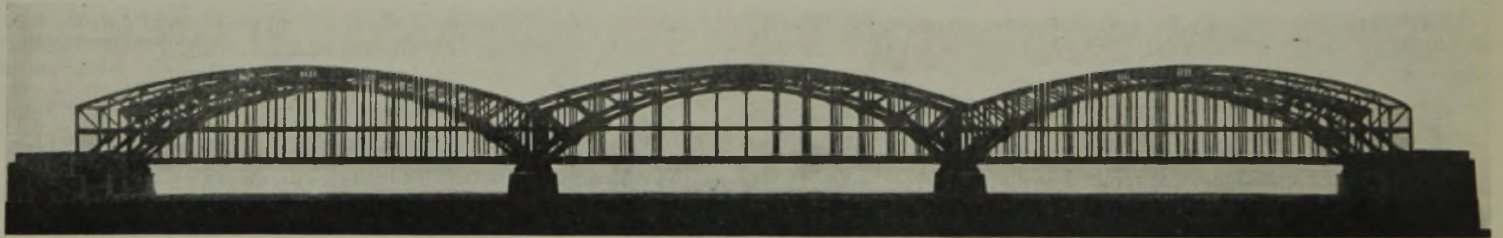


Abb. 4. Neue Brücke im Modell.

Wahl des Systems für die neue Brücke.

Als nun die alte viergleisige Brücke den neuen erhöhten Anforderungen des Eisenbahnverkehrs nicht mehr gewachsen war und in den Jahren

brücke. Nur so konnte ein einheitlich wirkendes Brückenbild erzielt werden.

Es ist auch an Modellen untersucht worden, ob es zur Vermeidung einer dem Auge des Beschauers auffallenden allzu großen Anhäufung von

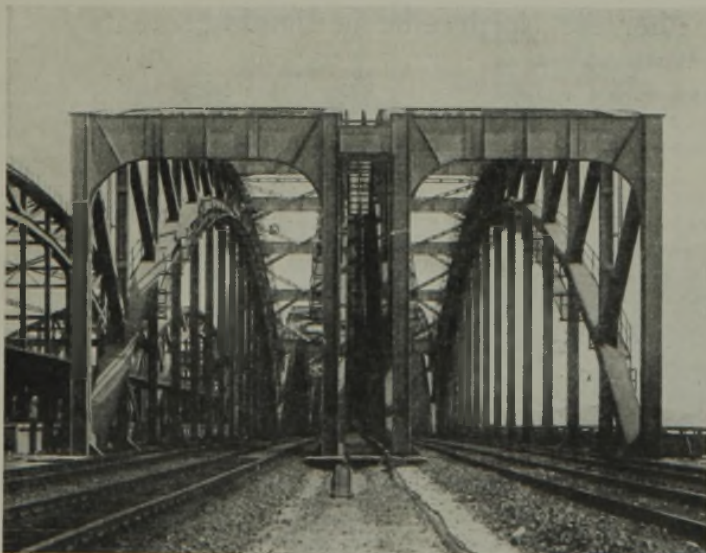


Abb. 5. Endportale vor der Verstärkung.



Abb. 6. Endportale nach der Verstärkung.

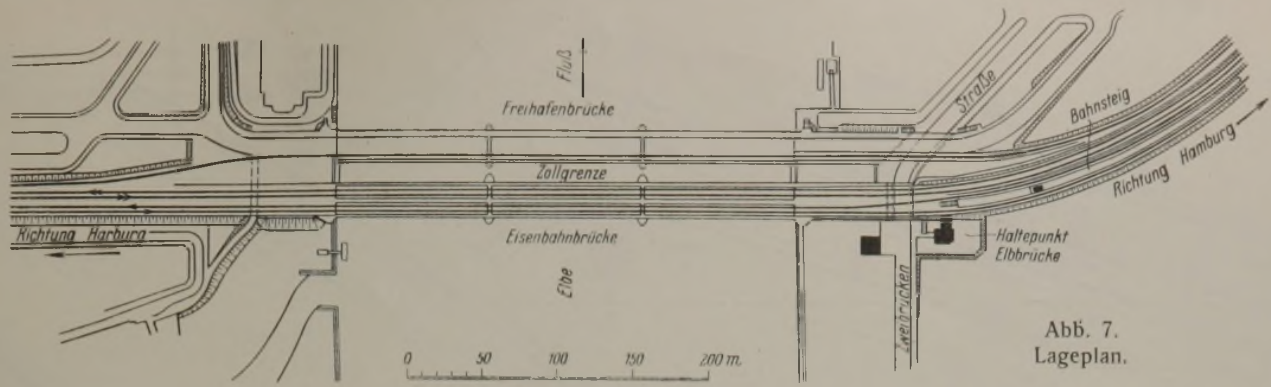


Abb. 7. Lageplan.

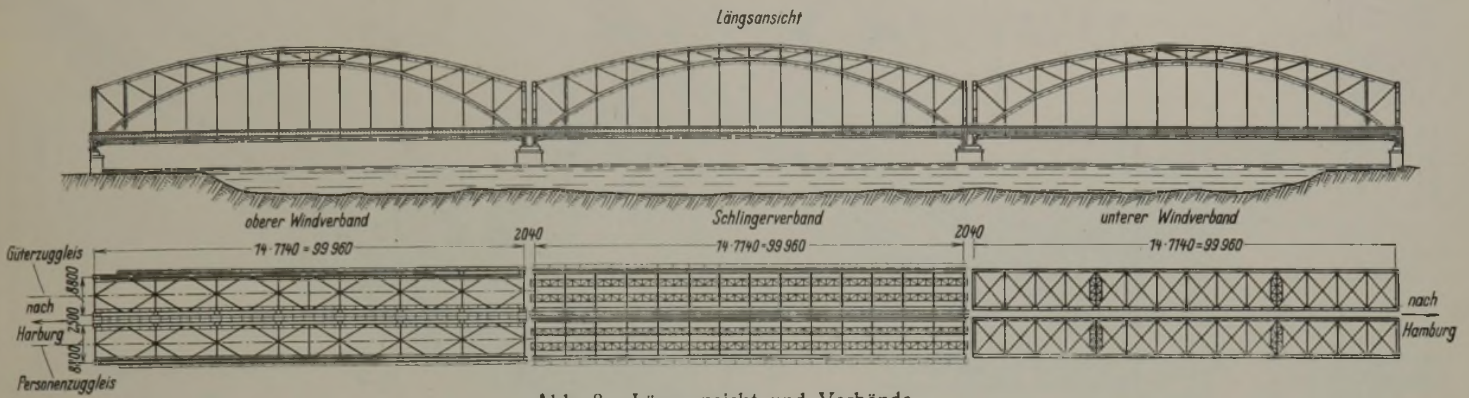


Abb. 8. Längsansicht und Verbände.

Eisenmassen nicht vorzuziehen sei, die neue Brücke als Gerberträger mit Gurtungen, die sich dem Untergurt und der hochgelegenen Fahrbahn der Freihafen-Elbebrücke möglichst gut anpassen, auszubilden (Abb. 3). Man wollte prüfen, ob durch bewußte völlige Abweichung von der Form der benachbarten Freihafen-Elbebrücke eine befriedigendere Gesamtwirkung erzielt werden könnte. Diese Lösung hat man aber nach Einholung eines Gutachtens der Akademie des Bauwesens fallen lassen. Die Akademie sprach sich dahin aus, daß benachbarte Brücken am besten bei gleicher Formgebung wirken (vgl. Abb. 4 und den Aufsatz von Schaper, „Die Bautechnik“ 1924, S. 57).

Der im endgültigen Zustande als Zweigelenbogen ausgebildete Hauptträger wurde unter Anordnung eines Gelenkes im Scheitel des Bogenuntergurts und vorläufiger Fortlassung des gegenüberliegenden Obergurtstabes zunächst als Dreigelenkbogen montiert. Als solcher hatte er das Eigengewicht der Eisenkonstruktion aufzunehmen. Erst nach der Ausrüstung wurde der fehlende Obergurtstab spannungslos eingesetzt und hierdurch der Dreigelenkbogen in einen Zweigelenkbogen umgewandelt. Die weiterhin auftretenden Belastungen, die Verkehrslast und ein Teil der ständigen Last aus Belag und Oberbau, waren nunmehr von dem Zweigelenkbogensystem aufzunehmen. Bei dieser Ausführung wurde nach einer Vergleichsberechnung durch günstigere Spannungsverteilung eine Gewichtersparnis gegenüber der sonst üblichen Bauweise erzielt.

Die Brückenenden wurden durch kräftige eiserne Portale abgeschlossen. Die Verstärkungen der Portale wurden nachträglich ausgeführt, da die normalen Portale zu schwach wirkten (Abb. 5 u. 6). Steinernen Portale wurden geflissentlich vermieden, besonders da auch die Freihafen-Elbebrücke ohne steinerne Portale ausgebildet worden ist. Bei

dieser sollen später an die hochgelegene Fahrbahn und den Obergurt des Bogens eiserne Parallelträger für die Überführung der Hochbahn angeschlossen werden. Das Gesamtbild beider Brücken wird dann erst vollständig werden; durch steinerne Portale an der Eisen-

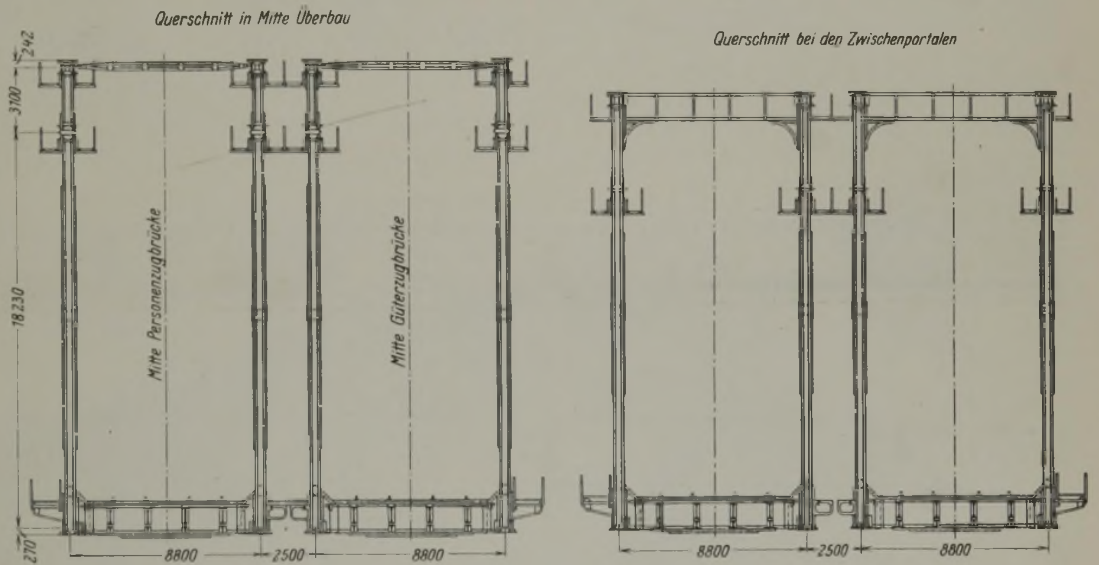


Abb. 9a. Querschnitte.

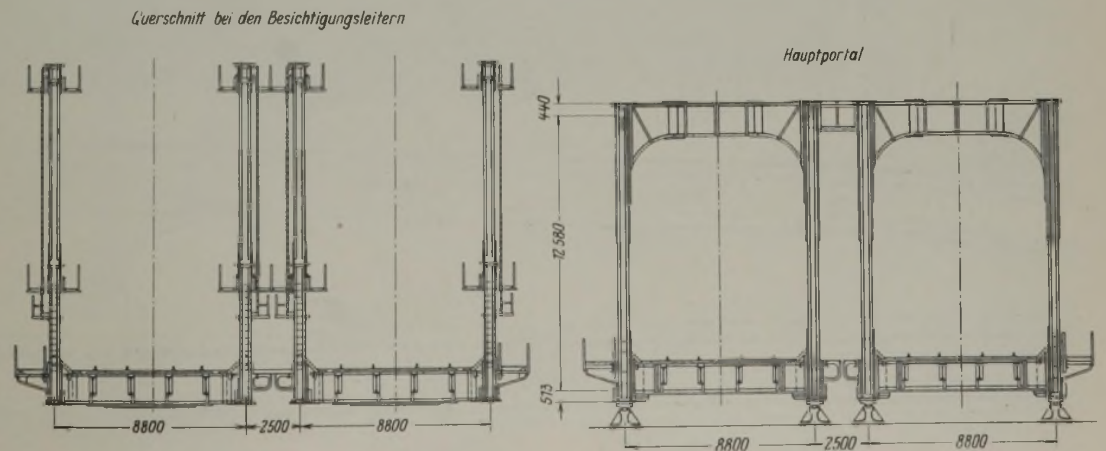


Abb. 9b. Querschnitte.

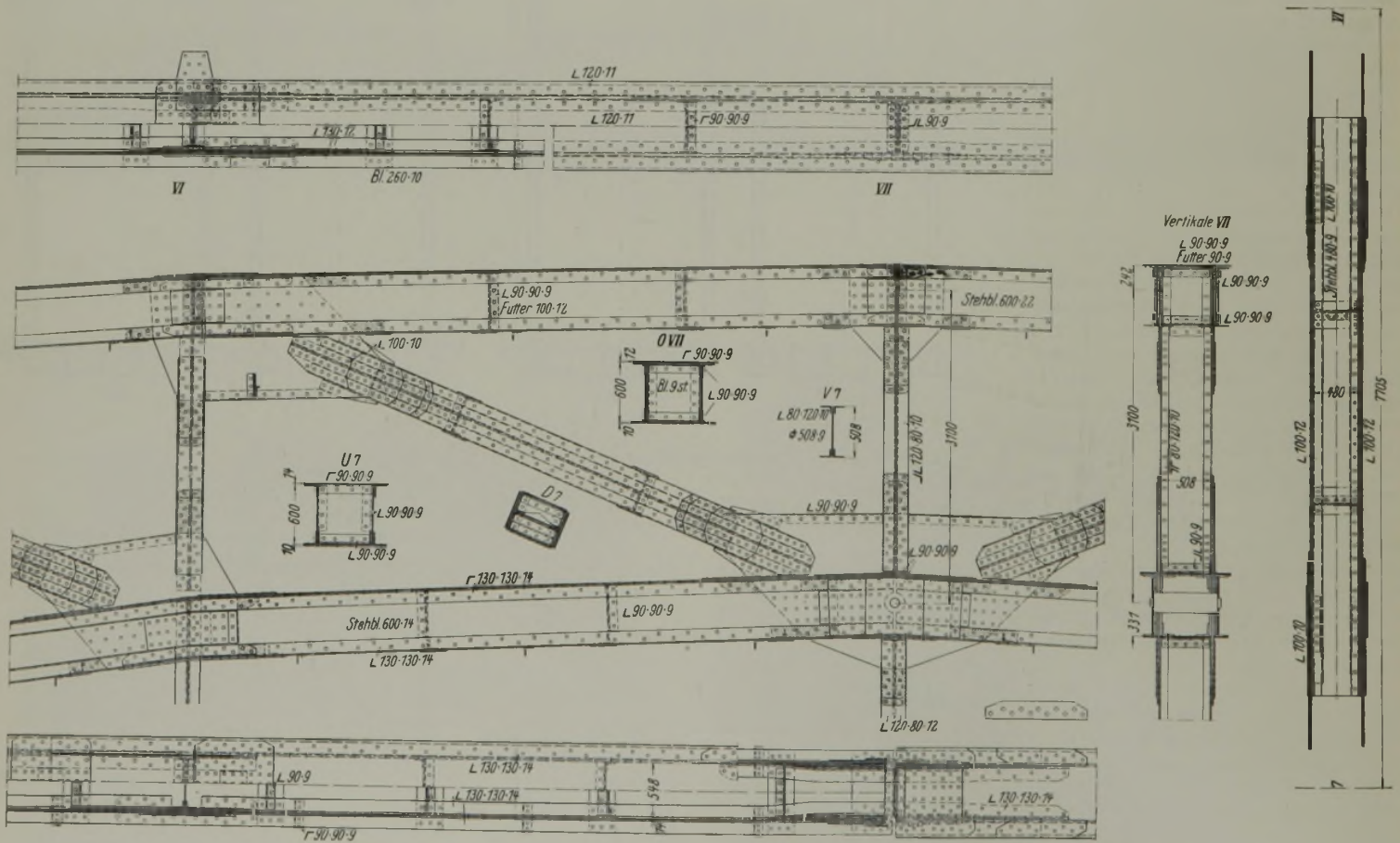
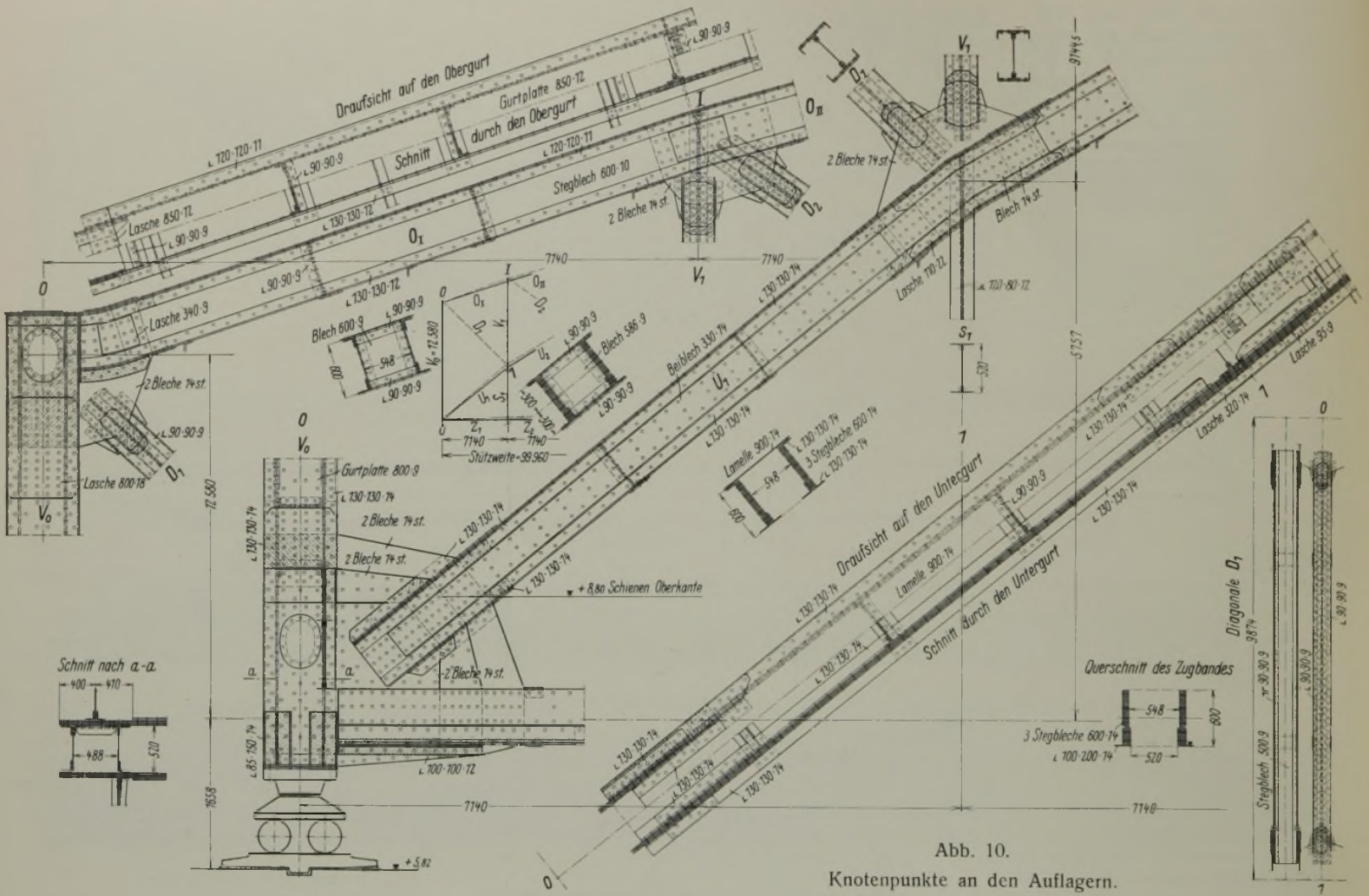


Abb. 11. Scheitelgelenk, nur vorübergehend während der Montage wirksam, und zwar für Eigenlast.

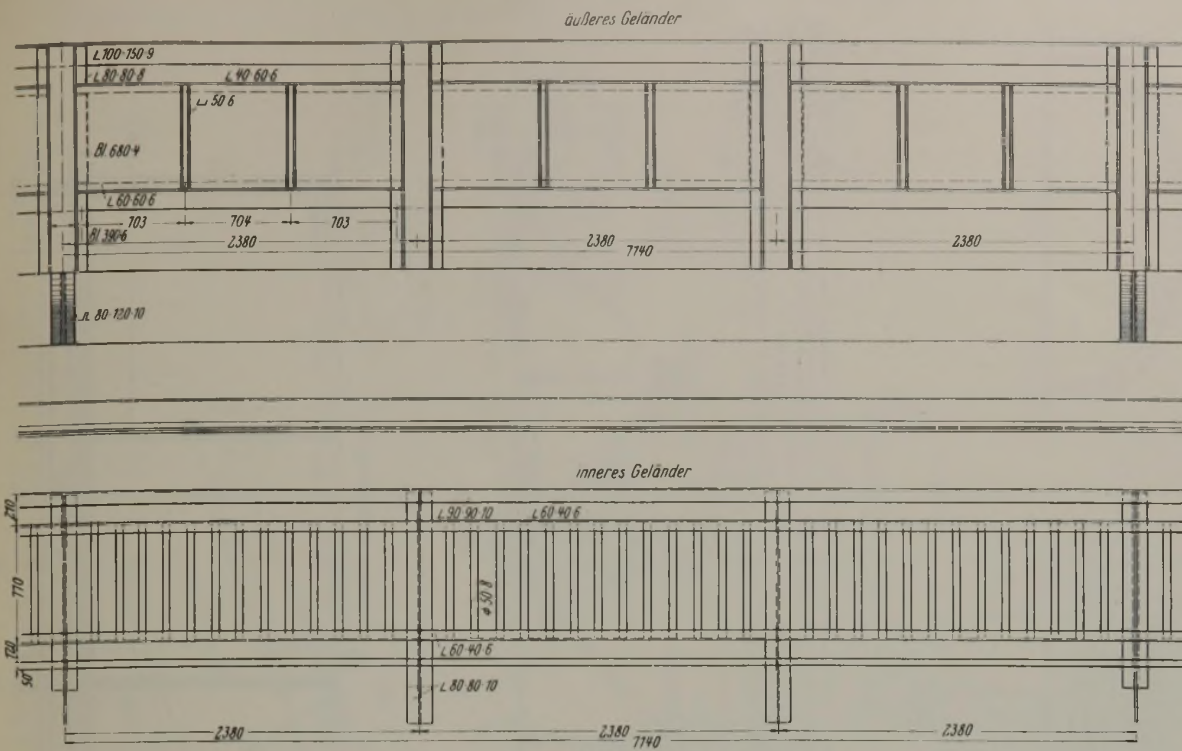


Abb. 12. Geländer.

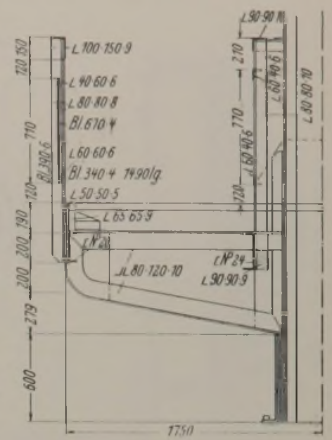


Abb. 13. Querschnitt durch den Fußweg.

bahnbrücke würde es nachteilig beeinflusst werden.

Lageplan, System, Grundriß, Querschnitte der neuen Brücke und einige Einzelheiten der Konstruktion sind in Abb. 7 bis 13 dargestellt. Als Baustoff wurde St 48 verwendet.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Bahnsteighalle Sao Paulo.

Von Oberingenieur Otto Enneper, Dortmund.

Im zweiten Vierteljahre 1926 erließ die E. F. Sorocabana, eine brasilianische staatliche Bahngesellschaft, eine Ausschreibung auf die zu dem Bahnhofsneubau Sao Paulo benötigten Stahlbaukonstruktionen, der von brasilianischen Architekten und Ingenieuren rechnerisch und konstruktiv durchgearbeitete Entwürfe zugrunde lagen, wobei es aber freigestellt war, Gegenvorschläge einzureichen. Bei dem sehr scharfen Wettbewerb, an dem sich u. a. amerikanische, französische, englische und deutsche Firmen beteiligten, gelang es der Firma Aug. Klönne, Dortmund, auf Grund mehrerer von ihr aufgestellten Sonderentwürfe den Auftrag auf die Stahlkonstruktionen verschiedener Bauwerke und der nachfolgend beschriebenen Bahnsteighalle zu erhalten.

Ausschlaggebend hierfür war die wirtschaftliche und die ästhetische Gestaltung der Bahnsteighalle, die in ihrer Formgebung als vorbildlich bezeichnet werden darf und die dazu beitragen wird, deutscher Stahlbauweise auch im fernen Auslande Geltung zu verschaffen.

Die Abb. 1, die von einer photographischen Aufnahme der zur Aufstellung gelangten Bahnsteighalle herrührt, läßt das noch nicht durch Mauerwerk, Dachhaut u. dgl. verdeckte Stahlbauwerk in seiner Gesamtheit und seiner gefälligen Formgebung erkennen. Sie zeigt deutlich die für den Hallenquerschnitt gewählte (gotische) Spitzbogenform, die bei Stahlhallenbauten schon mehrfach, so u. a. beim Bahnhof Friedrichstraße, Berlin, zur Verwendung gekommen ist.

Die Gesamtanordnung der einzelnen Bauglieder sowie die Abmessungen des Bauwerkes sind aus Abb. 2 zu ersehen.

Die Halle überspannt drei Paar Gleisstränge mit zwei seitlichen und zwei mittleren Bahnsteigen. Sie besitzt eine Gesamtbreite von 43,2 m zwischen den massiven Längswänden und eine Gesamtlänge von 200,0 m. Die in Entfernungen von 10,0 m voneinander angeordneten Binder sind

in der durch klare Zweckbestimmung sich kennzeichnenden gotischen Bogenform als vollwandige einstegige Dreigelenkbinder durchgebildet, deren beide Fußgelenke 42,5 m auseinanderliegen und deren Scheitelgelenkhöhe über SO etwa 19,9 m beträgt (Abb. 3).

Die Belichtung der Halle geschieht durch zwei seitliche Mansarden-Oberlichter und ein mittleres Dachreiter-Oberlicht, die in Verbindung mit den erforderlichen Entlüftungstellen so angeordnet wurden, daß durch den Rauchabzug fast keine oder nur eine geringe Beschmutzung

der Glasflächen von innen eintreten kann. Während die beiden Mansarden-Oberlichter auf die ganze Länge der Halle durchlaufen, reicht das mittlere Dachreiter-Oberlicht von dem einen zum anderen vorletzten Binder. Weiterhin geschieht die Belichtung durch die an den Endbindern angehängten und für Kittverglasung durchgebildeten Giebelschürzen, sowie durch die in den massiven Längswänden befindlichen Fenster. — Die

Oberlichter wurden in kittloser Verglasung ausgeführt. Als Hauptdacheindeckung der Halle war Holzschalung auf Holzsparren mit einer teerfreien Papplage vorgeschrieben.

Die Hauptentlüftung geschieht durch die an den senkrechten Flächen des Dachreiters vorgesehenen hölzernen Jalousien. Zur Vermeidung einer Rauchansammlung im First des Dachreiter-Oberlichtes wurde an dieser Stelle ein weiterer, etwa 2,0 m breiter, mit Holz abgedeckter sekundärer Dachreiter mit seitlichen Entlüftungsschlitzen angeordnet (Abb. 4). Außerdem wurden zum Zwecke eines möglichst vollkommenen Rauchabzuges für etwa seitlich der beiden äußeren Gleise sich verteilende Rauchschwaden zwischen Firstauflagerung der Mansarden-Oberlichter und Traufabstützung des Holzpappdaches Entlüftungsspalte vorgesehen (Abb. 3 u. 5).

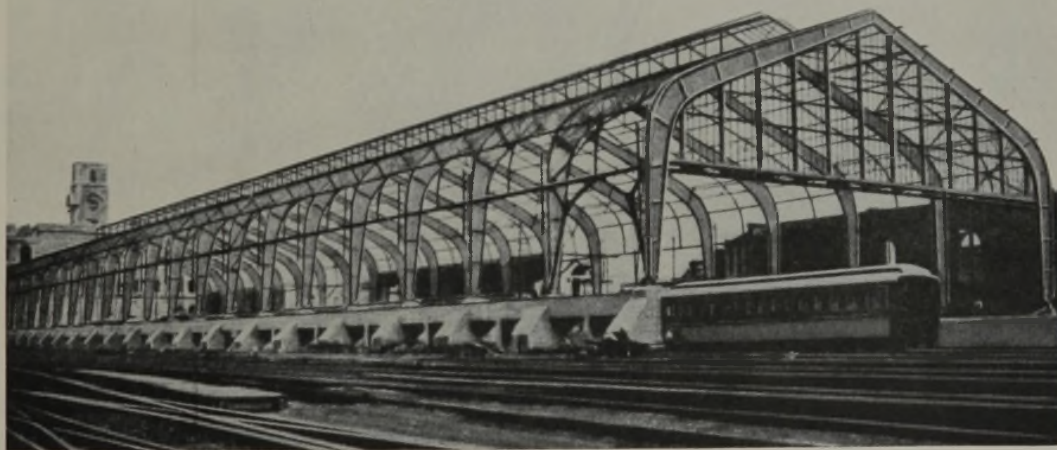


Abb. 1.

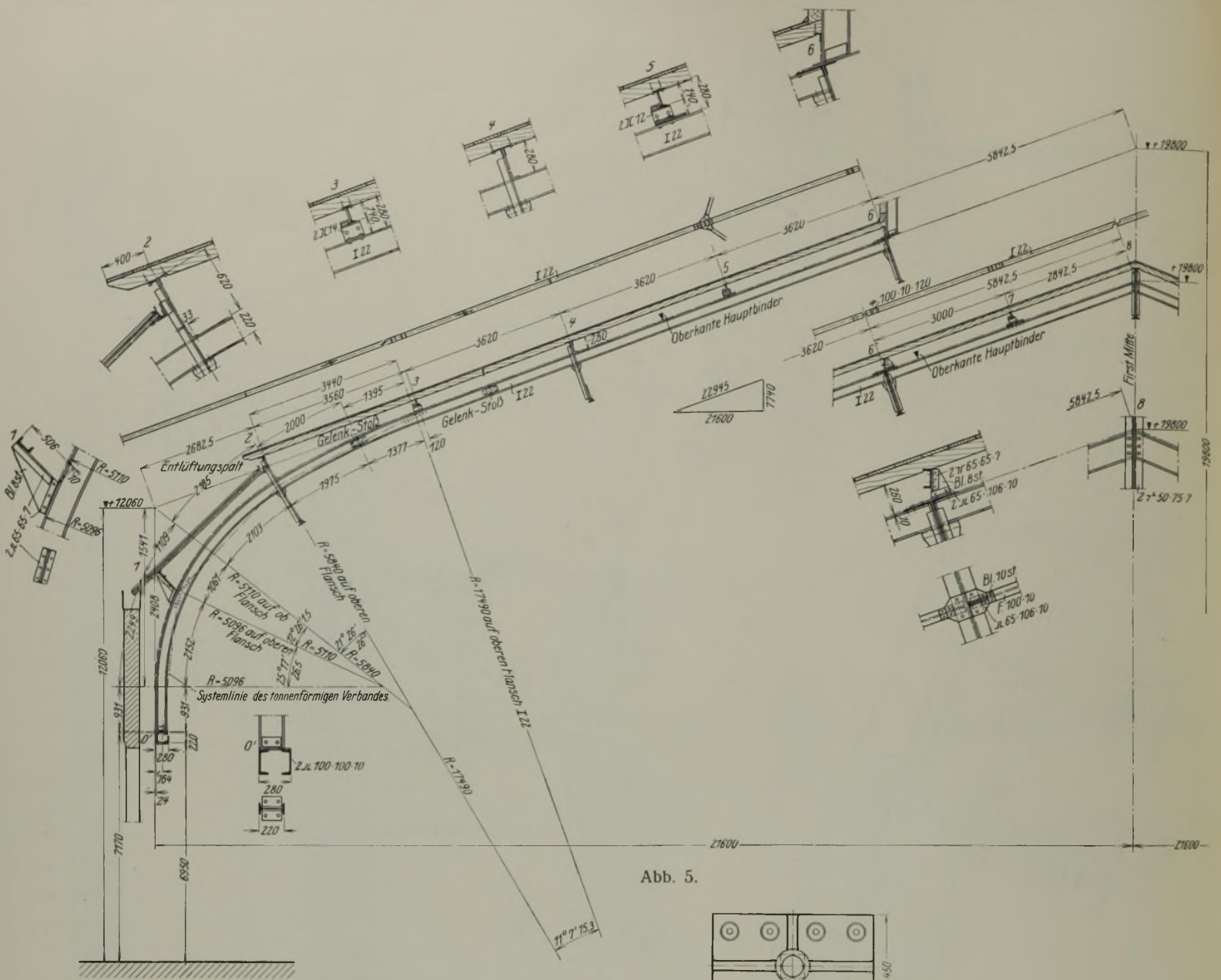


Abb. 5.

Zur Aufnahme des Holzpappdaches und der Oberlicht-Konstruktion dienen die abwechselnd vorgesehene Gitter- und Walzträgerpfetten, die so durchgebildet sind, daß die Gitterpfetten eine Stützweite von 10,0 m und die Walzträgerpfetten eine solche von 5,0 m erhalten, so daß also, da die Binder in 10,0 m Entfernung liegen, zur Aufnahme der Walzträgerpfetten noch eine Zwischenunterstützung (Zwischenbinder) notwendig wurde. Diese besteht aus einer Walzträger-Konstruktion, die sich in ihrer Form dem Obergurt des Binders anpaßt und sich auf die Gitterpfetten bzw. Längsverbinder abstützt (Abb. 5).

Für die Unterstützung der Dachreiter-Konstruktion sind besondere aus Walzeisen gebildete Dreigelenkbinder vorgesehen, die sich mit ihren Fußgelenken abwechselnd auf die Hauptbinder oder auf die an diesen Stellen liegenden Gitterpfetten abstützen. Durch die Gitterpfetten wird der Untergurt der Hauptdreigelenkbogenbinder gegen ein seitliches Ausknicken gesichert (Abb. 6).

Die Halle erhält vier tonnenförmige, der Bogenform des Obergurtes des Hauptbinders angepaßte Verbände, die zur Aufnahme der in Hallenlängsrichtung wirkenden Kräfte (Wind und Temperaturschwankungen) dienen. Diese sind so gelegt, daß sie auf der ganzen Hallenlänge den angeordneten Dehnungsfugen entsprechen.

Wenn auch bei dem hier besprochenen Stahlbauwerk Konstruktionselemente verwendet wurden, wie sie sich dem Zweck entsprechend in üblicher Art ergeben, so dürfte doch die eine oder andere Konstruktionseinheit in ihrer Eigenart beachtenswert sein.

Dieses trifft insbesondere zu für die in Abb. 5 dargestellte, aus Walzträgerpfetten, Gitterpfetten und Zwischenbindern gebildete Zwischenkonstruktion, deren Anordnung in Konstruktion, wirtschaftlicher und ästhetischer Beziehung sich als vorteilhaft erwies, da sie das eine Mal eine günstige Stützweite der Walzträgerpfetten, das andere Mal eine

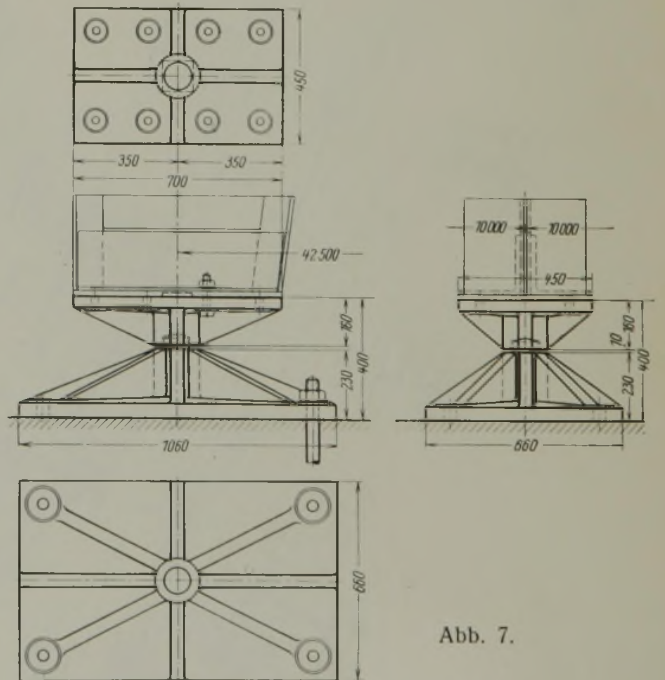


Abb. 7.

Ausrichtung der auf 10 m Stützweite schrägliegenden Gitterpfetten-Untergurte ermöglichte und weiterhin gestattete, die tonnenförmigen Verbände der scharf gekrümmten Binder-Obergurtlinie weitgehend anzupassen.

Besonders hingewiesen sei auch noch auf die konstruktive Durchbildung der in Abständen von 5 m angeordneten Dachreiter-Dreigelenkbinder, die sich mit ihren Fußgelenken einmal auf die Hauptbogen-

binder, das andere Mal auf die Gitterpfetten im Anschlußpunkte der Zwischenbinder abstützen (Abb. 4).

Abb. 7 zeigt das Stahlfußgelenk der normalen Dreieckbinder.

Die letzten und vorletzten Binder wurden entsprechend dem auf die Windschürze wirkenden Winddruck in ähnlicher Weise wie die normalen Binder durchgebildet. Die Schürzenkonstruktion ist an dem letzten Binder angehängt und erhält in Höhe von etwa 7,50 m über SO einen waagrecht angeordneten Windträger üblicher Ausbildung, der seine Auflagerkräfte an die an den Längswänden angeordneten Portalkonstruktionen abgibt. Die Fenster in den Schürzen wurden durch Anklemmen an die Unterkonstruktion so befestigt, daß durch etwaige Formänderungen der Binder ein Glasbruch ausgeschlossen ist.

Die Berechnung der Konstruktion wurde durchgeführt unter Zugrundelegung eines äußeren Winddruckes von 200 kg/m² und eines inneren Winddruckes von 80 kg/m² senkrecht getroffener Fläche. Den örtlichen Verhältnissen entsprechend kam eine Berücksichtigung von Schneelast nicht in Frage.

Als hauptsächlichste Beanspruchungen waren für den zur Verwendung kommenden Flußstahl St 37 vorgeschrieben: für Zug und Nutzquerschnitt 1125 kg/cm² und für Druck und den vollen Querschnitt 1125—5 $\frac{1}{2}$ kg/cm².

Das Gewicht der Stahlbauteile für die gesamte Halle beträgt etwa 800 t.

Nach der Unterzeichnung des Vertrages am 27. Oktober 1926 wurde

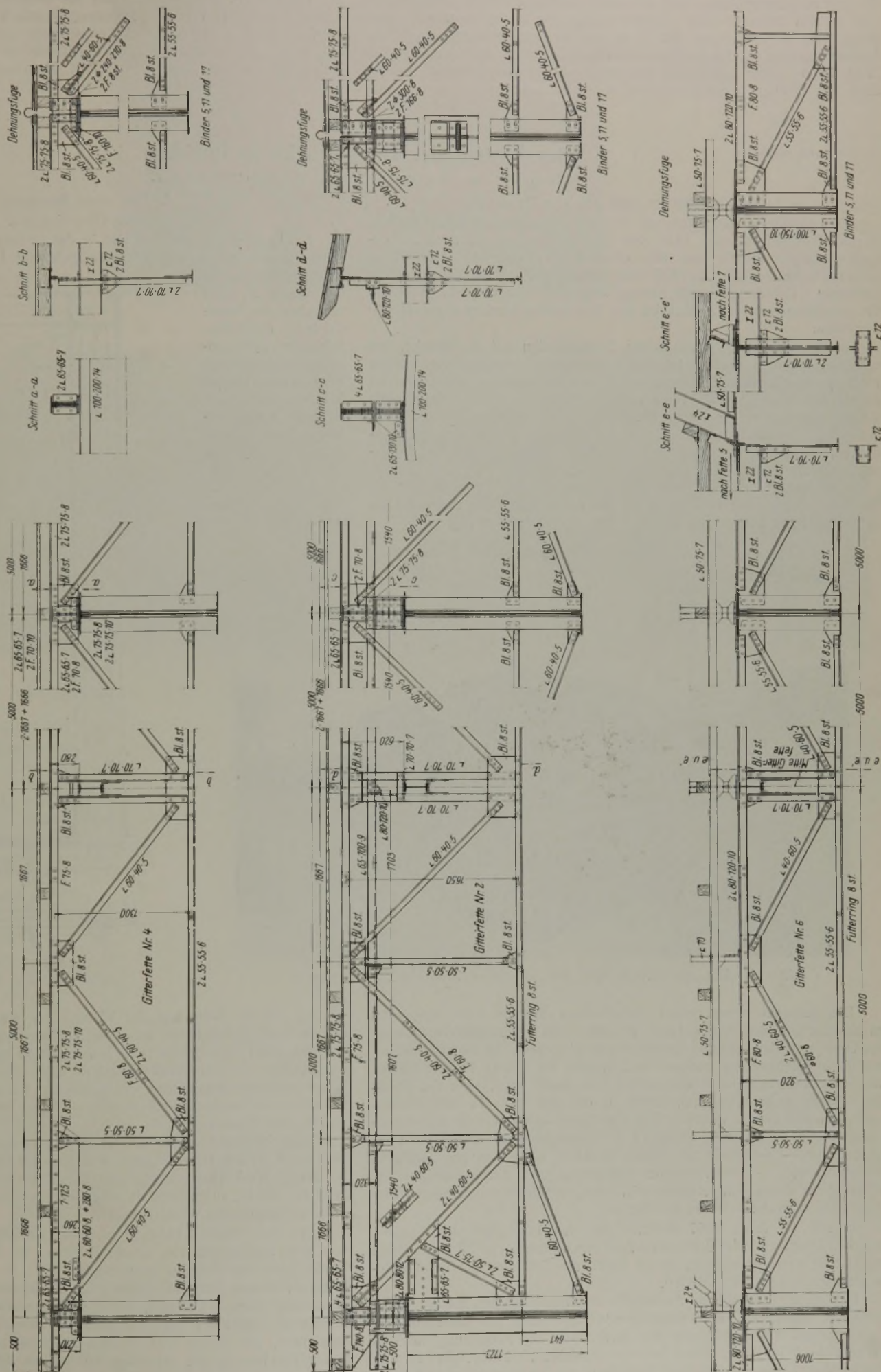


Abb. 6.

der Auftrag telegraphisch erteilt, und zwar mußten innerhalb sechs Monate nach diesem Zeitpunkte die Konstruktionsteile in Santos angeliefert sein. Wenn man berücksichtigt, daß durch die langwierige Postsendung das Auftragschreiben mit den Ausführungsunterlagen erst am 25. November 1926 in Dortmund einlief und für den Versand der Konstruktionsteile ab Bremen auch vier Wochen benötigt wurden, so ergibt sich für die Berechnung,

die konstruktive Durchbildung und die Werkbearbeitung die verhältnismäßig kurze Zeit von vier Monaten, welche Lieferfrist von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, völlig eingehalten wurde.

Durch die innerpolitischen Verhältnisse in Brasilien ist die Bahnsteighalle erst im Jahre 1928 durch einheimische Firmen aufgestellt worden.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam.

Von Reg.-Baumeister a. D. Werner Koch, Berlin-Steglitz.

1. Geschichtliches und das alte Bauwerk.

Die eingleisige Weiterführung der ersten preußischen Eisenbahnlinie Berlin—Potsdam im Jahre 1846 über Potsdam hinaus bis nach Magdeburg bedingte damals den Bau einer Brücke über die Havel, die in unmittelbarer Nähe westlich des Bahnhof Potsdam die Bahnlinie schneidet. Der damals noch geringe Zug- und Schiffsverkehr gestattete die Ausführung einer Drehbrücke mit dementsprechend geringer Durchfahrhöhe.

Infolge der stark gewachsenen Betriebslasten auf der Brücke, des erhöhten Verkehrs sowie infolge der inzwischen notwendig gewordenen Hochlegung der Strecke Potsdam—Wildpark mußte diese Drehbrücke im Jahre 1888 einem Neubau Platz machen. Diese in Abb. 1 dargestellte Brücke wurde von der Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schles., ausgeführt und bestand für jedes Gleis aus vier eingleisigen, schiefen Überbauten, zwei Schwedlerträgern von je 30,80 m Stützweite und zwei beiderseits anschließenden Blechträgern mit oberliegender Fahrbahn von je 13,50 m Stützweite. Das Material war schwedisches Schweißeisen; die Querträger der mittleren Überbauten waren gelenkig am Untergurt der Schwedlerträger aufgehängt, was aus Abb. 2 ersichtlich ist.

2. Das neue Bauwerk.

a) Die Überbauten.

Das Landschafts- und Stadtbild in der nächsten Umgebung der Havelbrücke sowie die unweit oberhalb gelegene Lange Brücke, die den einzigen Zugang für die vielen fremden Besucher der historischen Potsdamer Schlösser und sonstigen Sehenswürdigkeiten vom Hauptbahnhof zur Stadt Potsdam bildet, verlangten eine besonders gute Systemauswahl für dieses Ingenieurbauwerk. Von weiterer, ausschlaggebender Be-



Abb. 1. Die alte Havelbrücke (bis zum Jahre 1926). Schwedlerträger.

Die Schienen waren unter Zwischenlage eiserner Unterlagsplatten unmittelbar auf den Längsträgern gelagert. Bei einer späteren Hebung des Gleises wurden hölzerne Querschwellen eingebaut. Im Zusammenhang mit dieser Gleishebung mußten die Füllstäbe des oberen Windverbandes der Schwedlerträger herausgeschnitten und durch neue, über die Ebene der Obergurte hinausragende Stäbe in der aus Abb. 18 ersichtlichen, unschönen Art ersetzt werden. Die Auflagerknotenpunkte der Schwedlerträger waren kastenförmig (Abb. 14 u. 18) ausgebildet, um jeweils zwei Lagerkörper — senkrecht zur Brückenachse in etwa 1 m gegenseitigem Mittenabstände — nebeneinander aufnehmen und damit offenbar die Wirkung der durch den gelenkigen Querträgeranschluß entfallenden Windendportale teilweise ersetzen zu können.

Bereits im Jahre 1907 mußten die aus Flacheisen bestehenden schlaffen Diagonalen der Schwedlerträger durch Einbau von Flußeisenteilen knicksicher gemacht werden, da sie durch die Erhöhung der Lokomotivlasten zum Teil Druck erhielten.

Das weitere, erhebliche Anwachsen der Betriebslasten bis zur Nachkriegszeit, die damit zusammenhängende Einführung der Lastenzüge N, E und G und die Herrichtung der Strecke Berlin—Magdeburg für den Verkehr der P 10-Lokomotiven bildeten im Jahre 1924 den Anlaß für den Umbau dieser den neuzeitlichen Anforderungen nicht mehr gewachsenen Brücke.

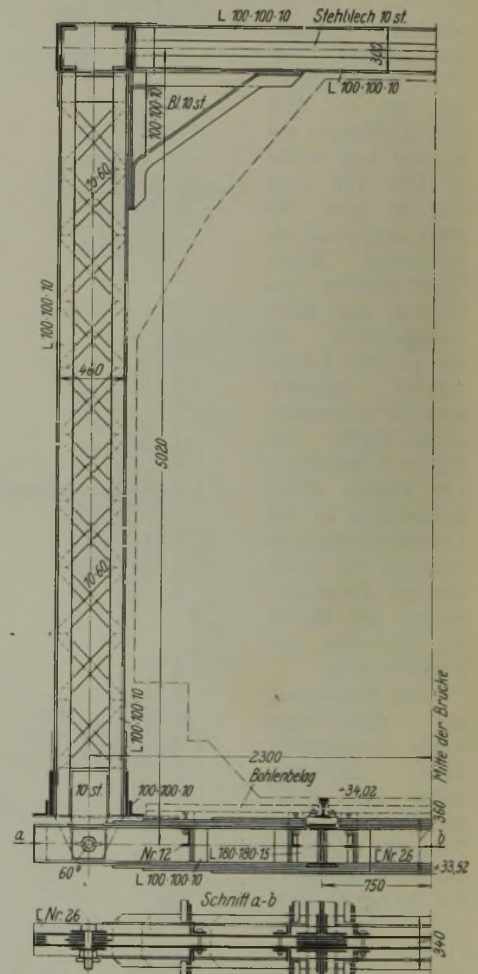


Abb. 2. Querschnitt durch die alten Schwedlerbrücken.

deutung für die Wahl war der Wunsch der Wasserbauverwaltung, den vorhandenen Mittelpfeiler bei dem Neubau wegfällen zu lassen. Dies war besonders erstrebenswert im Interesse und zur Sicherheit des ständig wachsenden, an der Brückenbaustelle sich zeitweise in beängstigender Weise zusammendrängenden Schiffsverkehrs, der sich neben Frachtschiffen vor allem aus Personendampfern, Motor-, Segel- und ungezählten sonstigen Sportbooten zusammensetzt.

Vom Brückenbaubüro der Reichsbahndirektion Berlin wurden drei allgemeine Neubautwürfe unter Assistenz der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, und der Tiefbaufirma Max Hamann Bau-gesellschaft, Berlin, aufgestellt, da eine Brückenverstärkung im vorliegenden Falle ausgeschlossen werden mußte.

Der erste Entwurf (Abb. 3) sah einen vollwandigen Zweigelenkbogen von 85 m Spannweite vor, dessen Fahrbahn im mittleren Teil angehängt, in der Nähe der Auflager aufgeständert war. Er hatte den Vorteil einer einzigen, großen Durchfahröffnung für die Schifffahrt und erforderte zwei vollständig neue Widerlager, die die sichere Aufnahme des erheblichen Horizontalschubes der Bogen unbedingt gewährleisten mußten. Die Bohrergebnisse, von denen eins in Abb. 11 angegeben ist, ließen selbst bei bester Fundierung ein seitliches Ausweichen der Widerlager nicht ausgeschlossen erscheinen, so daß man die zu erwartende Widerlager-verschiebung schätzungs- oder versuchsweise ermitteln und bei der Be-

messung der Hauptträger hätte berücksichtigen müssen. Dieser Weg wurde nicht beschritten und der Entwurf aus begrifflichen Gründen verlassen.

Der zweite Entwurf sah einen Trapezfachwerkträger mit Unterteilung von 61 m und beiderseits anschließende Blechträger von 14,10 m Stützweite vor (Abb. 4).

Der dritte Entwurf (Abb. 5) wich von dem zweiten nur durch den statt des Trapezträgers über der Mittelöffnung vorgesehenen Langerschen Balken (durch einen Stabbogen verstärkten Blechträger) ab. Der Langersche Balken hat vor einem Fachwerkträger jeglicher Form u. a. den Vorteil eines



Abb. 3. Erster Neubautwurf (Zweigenkbogen $l = 85$ m).

von 18%, eine Zugspannung an der Streckgrenze von 2900 kg/cm² ergeben.

Das System eines Hauptträgers der Mittelöffnung zeigt Abb. 6. Die Bogenanfangspunkte des Stabbogens liegen 0,20 m unter der Oberkante des 2 m hohen Stehbleches des Balkens; die Bogenachse liegt im allgemeinen auf einer Parabel, deren Scheitel sich im Punkte 8 befindet.

Die Pfeilhöhe des Bogens $f = 7,20 \text{ m} = \frac{7,2}{61,0} \cdot l = \text{rd. } \frac{1}{12} \cdot l$ ergab sich aus der Bedingung, daß an den Punkten 3 und 13, bei denen ein Querrahmen mit oberem Riegel ausgeführt werden sollte, die er-



Abb. 4. Zweiter Neubautwurf (Trapezträger $l = 61$ m, beiderseits anschließende Blechträger $l = 14,80$ m).

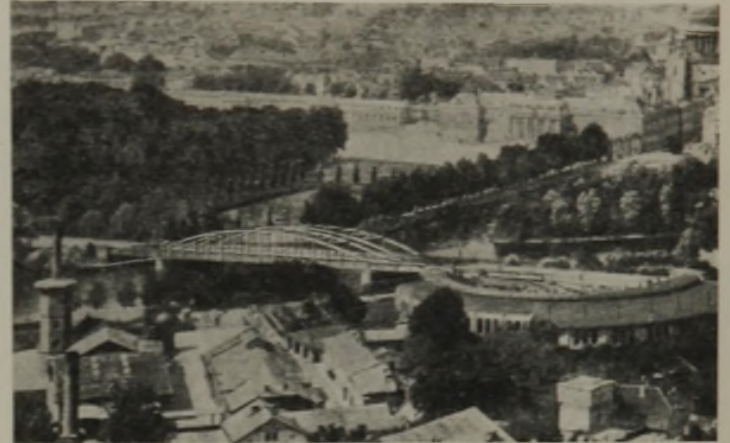


Abb. 5. Dritter Neubautwurf (Langerscher Balken $l = 61$ m, beiderseits anschließende Blechträger $l = 14,80$ m). Ausgeführter Entwurf.

freien, ungestörten Durchblicks. Dieser letzte, unter voller Würdigung der oben angeführten Belange und unter Wahrung der konstruktiven und wirtschaftlichen Erfordernisse aufgestellte, allgemeine Entwurf war als eine technisch gute und ästhetisch sehr befriedigende Lösung der Aufgabe zu bezeichnen und wurde zur Ausführung angenommen. Die beiden ein-gleisigen Bauwerke, die dem Lastenzuge N genügen, besitzen je zwei Seitenöffnungen, Blechträger mit tiefliegender Fahrhahn von je 14,10 m

forderliche Höhe des Lichtraumprofils unter Berücksichtigung späterer elektrischer Oberleitung vorhanden sein mußte. Während auf der rechten Seite der Parabelbogen bis zum Ende durchgeführt ist, ist auf der linken Seite mit Rücksicht auf das kurze Endfeld 0—1 von der Parabelform insofern abgewichen worden, als die Punkte 1 und 2 auf einen Kreisbogen gelegt sind, der sich im Punkte 3 tangential an die Parabel anschließt. Die Fachweite beträgt 3,87 m bzw. 2,95 m im Endfelde 0—1.

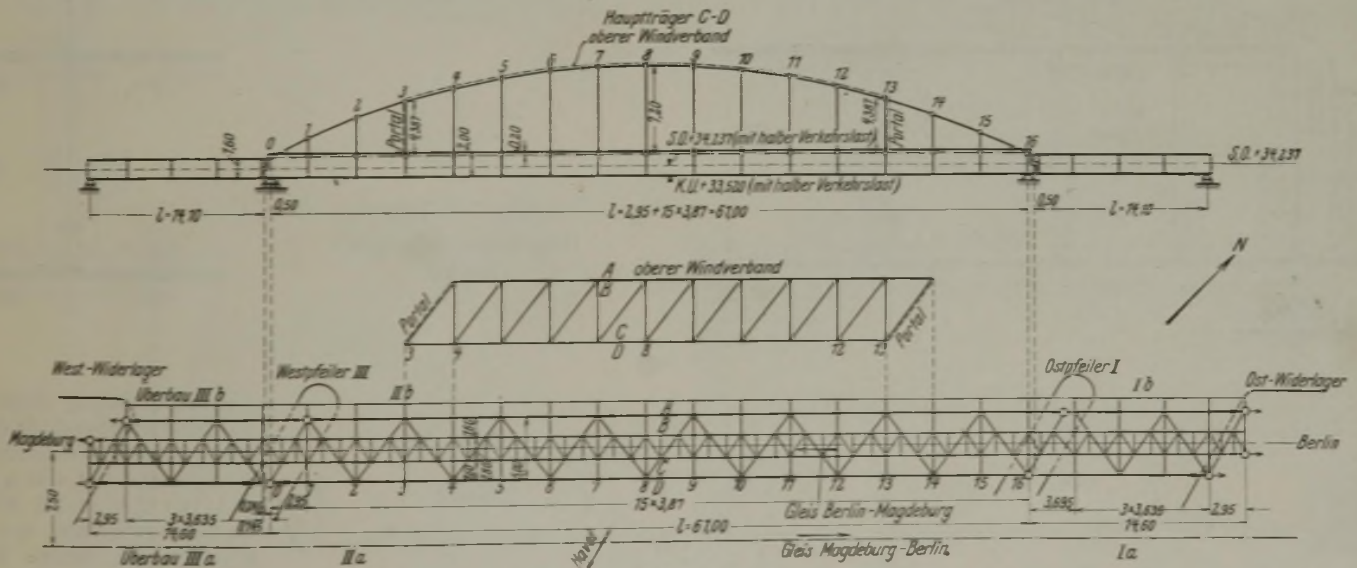


Abb. 6. System der neuen Havelbrücke.

Stützweite, und je eine Mittelöffnung von 61 m Stützweite, durch Stabbogen verstärkte Blechträger. Der Langersche Balken ist damit meines Wissens in Deutschland zum ersten Male als Hauptträgersystem für eine Eisenbahnbrücke zur Anwendung gelangt.

Als Baustoff wurde für sämtliche Teile St 48, für die Lagerkörper Stahlguß 52-81 verwendet. Die Materialprüfungen des St 48 haben als Kleinstwerte eine Bruchfestigkeit von 4800 kg/cm², eine Bruchdehnung

Die beiderseits anschließenden Blechträger der Seitenöffnungen haben eine Stehblechhöhe von 1,60 m und sind auf den Widerlagern beweglich und auf den Pfeilern mittelbar auf Konsolen des Versteifungsbalkens der Mittelöffnung gelagert, so daß durch die gemeinschaftliche Auflagerung der Überbauten auf den Pfeilern eine günstigere Beanspruchung der Pfeiler im Innern und des Baugrundes erreicht wurde und die Pfeiler im oberen Teile schlanker gehalten werden konnten.

Der Stabbogen besitzt einen T-förmigen Querschnitt, wie er aus Abb. 7 ersichtlich ist. Seine Herstellung ist mit den in der Werkstatt zur Verfügung stehenden Nietmaschinen unschwer; die Vernietung auf der Baustelle bot an den Knotenpunkten des Bogens teils erhebliche Schwierig-

keiten, so daß mehrfach wegen der übermäßigen Schrägstellung der Döpper die Schließköpfe der Niete exzentrisch zu sitzen kamen und die Niete schließlich durch konische Schraubenbolzen ersetzt werden mußten.

Die Überleitung der Druckkräfte aus dem Versteifungsbogen in den waagerechten Balken an den Auflagern ist in geschickter Weise dadurch gelöst worden, daß der obere Teil des in halber Höhe geteilten Balkenstehblechs im Endfelde ohne Stoß in das Stehblech des Bogens übergeführt wurde (Abb. 7 u. 8).

Die Fahrbahnkonstruktion ist durch die zur Verfügung stehende, sehr geringe Bauhöhe relativ schwer ausgefallen. Die Bauhöhe beträgt nur 71 cm und stellt das Mindestmaß dafür dar;

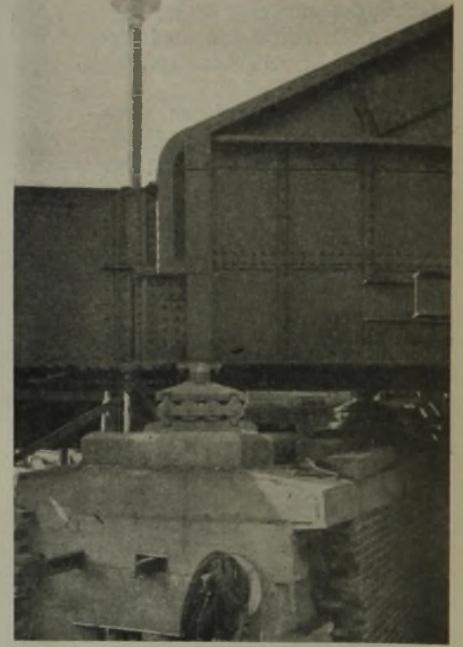


Abb. 8. Gemeinsame Auflagerung der Überbauten auf dem Pfeiler.

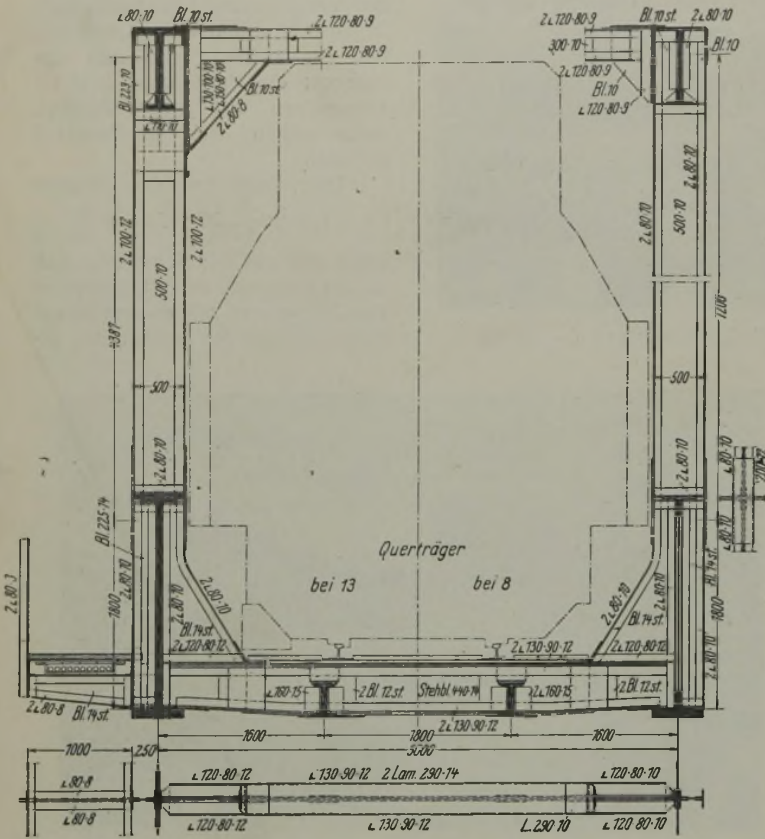


Abb. 7 (2. Teil). Querschnitt der neuen Brücke.

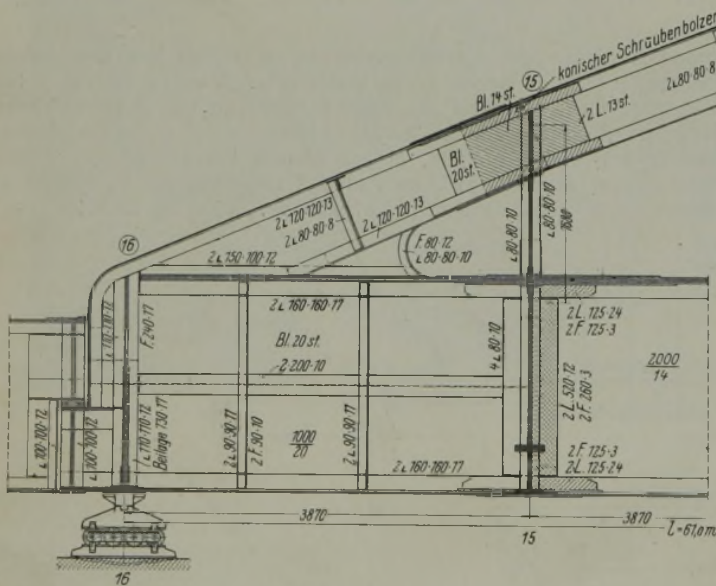


Abb. 7 (1. Teil). Hauptträger der neuen Brücke.

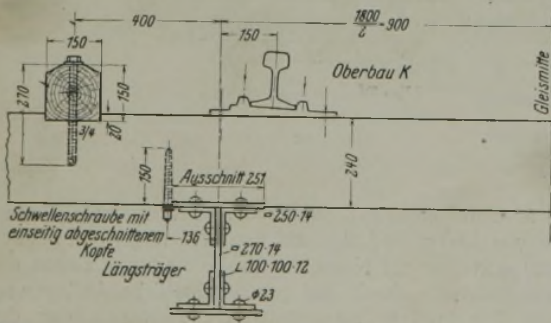


Abb. 9. Schwellenbefestigung. Bauart der Gruppenverwaltung Bayern.

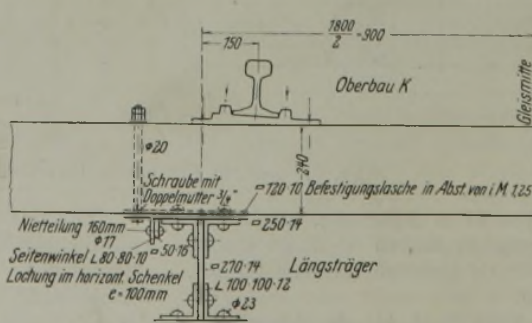


Abb. 10. Schwellenbefestigung. Bauart Kuhnke.

eine Vergrößerung dieses Maßes war schlecht möglich, da einerseits die geringe Durchfahrhöhe für die Schifffahrt von 4,05 m bei MW und von 2,98 m bei HW nicht weiter herabgesetzt und andererseits die zur Brücke führende, im Anschluß an den Bahnhof Potsdam von der Saarmunder Straßenbrücke an beginnende Rampe von 1:113 nicht ohne Schaden für die wirtschaftliche Betriebsführung der Bahn erhöht werden durfte.

Die Fahrbahn ist eine offene. Auf beiden Brücken ist Reichsüber-

b) Die Pfeiler.

Die Pfeiler für das neue Bauwerk (Abb. 11) mußten bis auf den Pfahlrost, der nur in dem notwendigen Umfange ergänzt wurde, vollständig erneuert werden; sie bestehen aus Stampfbeton, dessen Mischungsverhältnisse in einem folgenden Abschnitt erläutert werden, mit einer Eisenklinkerverblendung von 25 bzw. 38 cm Stärke, die 30 cm unter NW beginnt. Die Abdeckplatten bestehen in der Hauptsache aus Beton 1:4 mit 3 cm starkem Vorsatzbeton, der zur Erzielung einer den Eisenklinkern etwa entsprechenden, dunklen, graublauen Tönung unter Zusatz von Terrasit bereitet wurde. Die Auflagersteine (Abb. 11) mit den Abmessungen 1,60×1,60×0,70 m aus Eisenbeton 1:3 haben Spiralbewehrung von 12 cm Ganghöhe, außerdem Quadratbügel und sind durch vier 1,50 m lange Rundisen mit Haken in dem Pfeilerschaft verankert. Zwecks schneller und gleichmäßiger Verteilung der Auflagerdrücke auf den Pfeilerschaft sitzen die Steine auf Eisenbetonbänken in der Abdeckplatte; diese Bänke besitzen zur Übertragung von Schubkräften Knaggen an der Unterseite. Die Pfeiler sind so bemessen, daß sie gegebenenfalls um 60 cm aufgehöh

werden können, falls die sehr erwünschte Höherlegung der Bahngradienten einmal nachträglich folgen sollte.

Der Pfahlrost besteht aus kiefern Pfählen von 30 bis 42 cm Mittendurchmesser und von 10 bis 11 m Länge unter Flußsohle. Die Pfahlköpfe sind mit Bandisen umflochten und 30 cm tief einbetoniert. In etwa 50 cm Abstand und weiteren je 3 m Abständen darüber sind Roste aus alten Eisenbahnschienen der Form 6 und 8 angeordnet.

Da die Pfeiler in zwei Bauabschnitten hergestellt wurden, mußten die Schienen in der Fuge gestoßen werden. Die dortige Verlaschung der Schienen sollte so bemessen werden, daß durch jede Ankerlage mindestens die Hälfte der in der Längsachse eines Pfeilerteils angreifenden waagerechten Kräfte auf den anderen Pfeilerteil übertragen werden konnte, was in jeder der drei Lagen die Verlaschung von drei Schienen der Form 8 erforderte. Der unmittelbar über den Pfahlköpfen befindliche Schienenrost diente außerdem zur gleichmäßigen Druckverteilung auf die Pfähle, was sonst durch eine Eisenbetonplatte mit schlaffen Einlagen erstrebt wird. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Fördergerüst für den Kalischacht „Niéves“, Spanien.

Von Oberingenieur **Bading**, Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund, und **Dr. Roeren**, Skip-Compagnie A.-G., Essen.

Im Jahre 1927 erhielt die Skip-Compagnie A.-G., Essen, die sich besonders mit dem Bau von Gefäßförderungen und deren Nebeneinrichtungen befaßt, von einer spanischen Firma den Auftrag auf eine dieser neuartigen Anlagen. Die Ausführung des Fördergerüsts wurde der Vereinigte Stahlwerke A.-G., Abteilung Dortmunder Union, Brückenbauanstalt, als Gesellschafter der Skip-Compagnie A.-G., übertragen, die somit zum ersten Male den Bau eines dieser neuartigen Gerüste übernommen hat.

Bei den bisher üblichen Schachtförderanlagen wird bekanntlich das Fördergut in Förderwagen, die in die Förderkörbe geschoben werden, vom

größere Höhe frei von allen Verstreben gehalten werden muß, damit das Gefäß während des Kippvorganges aus dem Gerüst heraustritten und gekippt werden kann. Der Kippvorgang wird selbsttätig dadurch erreicht, daß das Gefäß in Höhe von etwa 14 bis 19 m über der Rasenhängebank mit Rollen in die Entladeschleifen ein-



Abb. 1.

Füllort zutage gebracht. Die Gefäßförderung faßt dagegen das Fördergut in einem Gefäß oder Kübel (Skip) zusammen, der unter Tage aus sogenannten Meßtaschen gefüllt und über Tage in einen Bunker entleert wird.

Man unterscheidet Kippkübel und Bodentleerer, d. h. Gefäße, die sich durch die Art ihrer Entleerung grundsätzlich unterscheiden. Das Kippgefäß, das auch bei dieser Anlage Verwendung findet, hat insofern einen wesentlichen Einfluß auf den Bau des Fördergerüsts, als dieses an der Entleerungsseite über eine

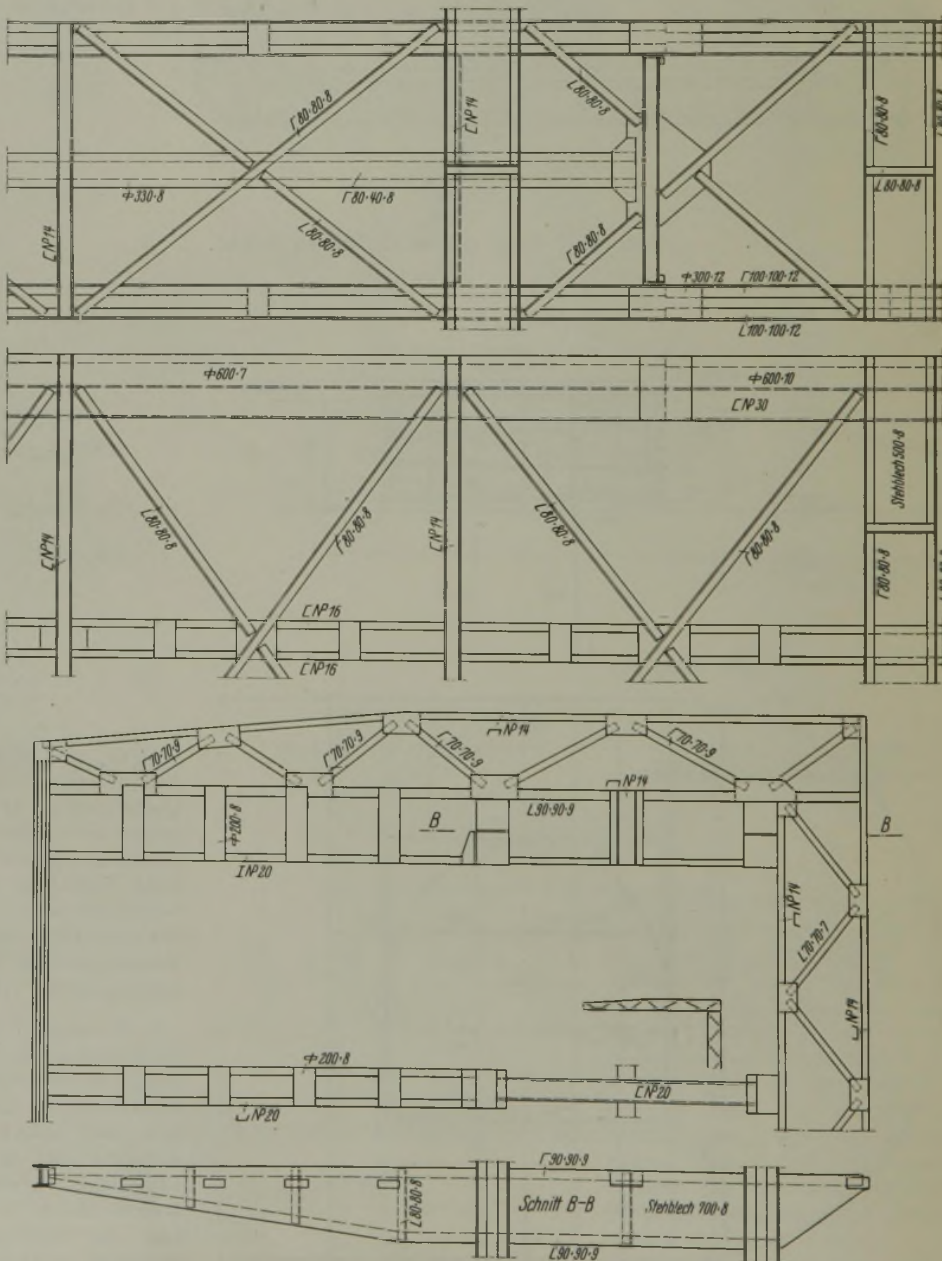


Abb. 3.

greift, bis es in eine waagerechte Lage und darüber hinaus in die Entleerungstellung gebracht ist. Dadurch wird das Gefäß vollständig entleert. Das Fassungsvermögen des Gefäßes für diese Anlage beträgt 6 t.

Das Fördergerüst dient jetzt vorläufig erst zum Abteufen des 700 m tiefen Schachtes, der in etwa 2 Jahren fertiggestellt sein soll. Aus diesem Grunde sind auch die vorerwähnten Entladeschleifen noch nicht angebracht.

In Abb. 1 bis 4 ist das Gerüst dargestellt. Abb. 1 stellt das fertig montierte Gerüst für die Abteufarbeiten dar, Abb. 2 das gesamte Fördergerüst für die endgültige Förderung, Abb. 3 das Vertikalgerüst in Höhe der Entladeschleifen, Abb. 4 den oberen Randträger der Seilscheibenbühne mit Anordnung der Abteufscheiben.

Die Eisenkonstruktion mußte für folgende Belastungsfälle untersucht werden:

1. für die Abteufarbeiten,
2. für die spätere endgültige Förderung.

Die Höhe von der Rasenhängebank bis Mitte Seilscheibe beträgt 45,0 m und bis Oberkante Aufbau 53,5 m. Das vollständige Gerüst hat ein Gewicht von 172,2 t. Die Montage ist in der Zeit vom 7. Mai bis 14. August 1928 durchgeführt worden.

Zieht man in Betracht, daß von hier nur ein Monteur und zwei Facharbeiter auf der Baustelle waren, sämtliche Hilfskräfte in Spanien angenommen werden mußten, und außerdem, daß das gesamte Material rd. 250 m hoch von Hand auf einen Berg hinauftransportiert werden mußte, so ist die Montagezeit als eine sehr kurze zu bezeichnen. Für das Ausland ist diese neue Anlage wieder ein Zeichen deutscher Technik und deutschen Fleißes.

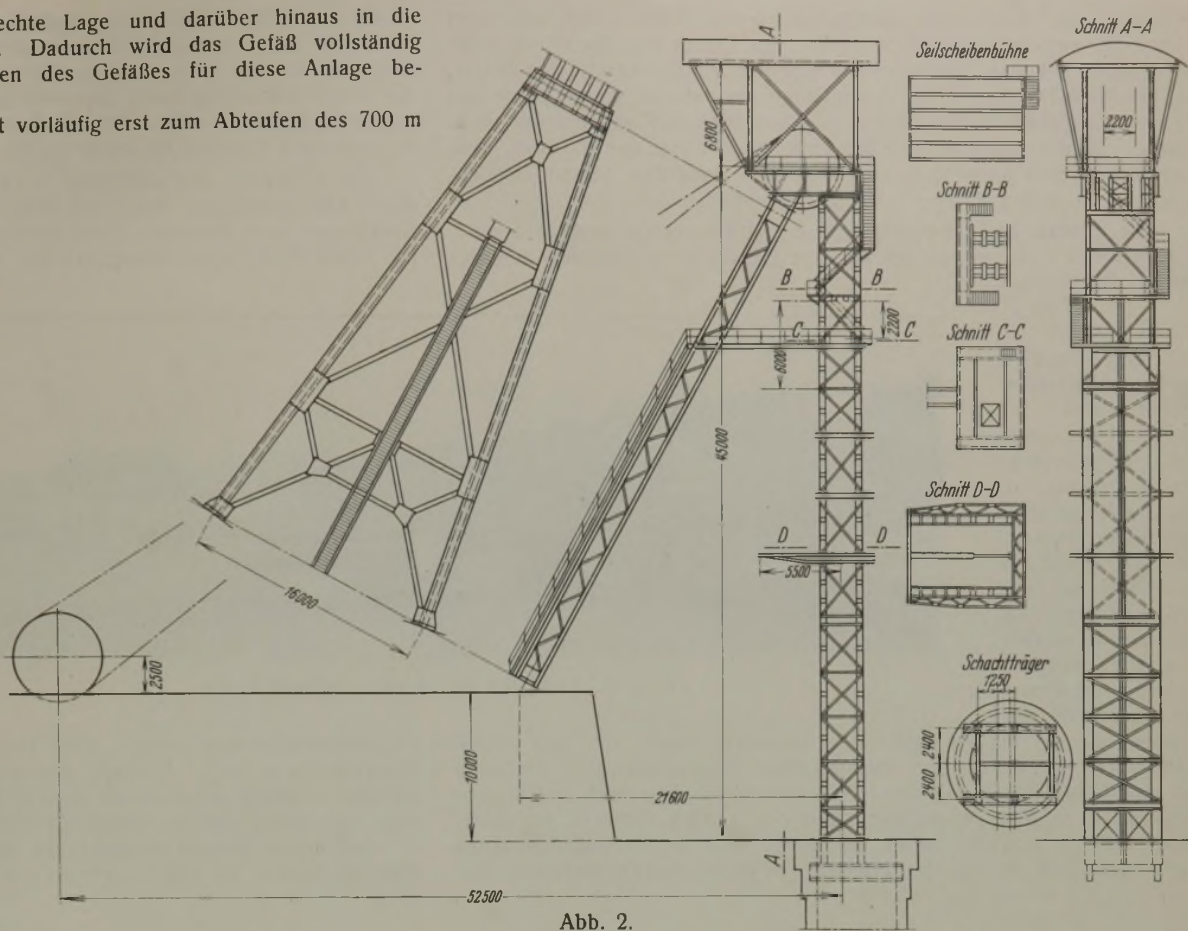


Abb. 2.

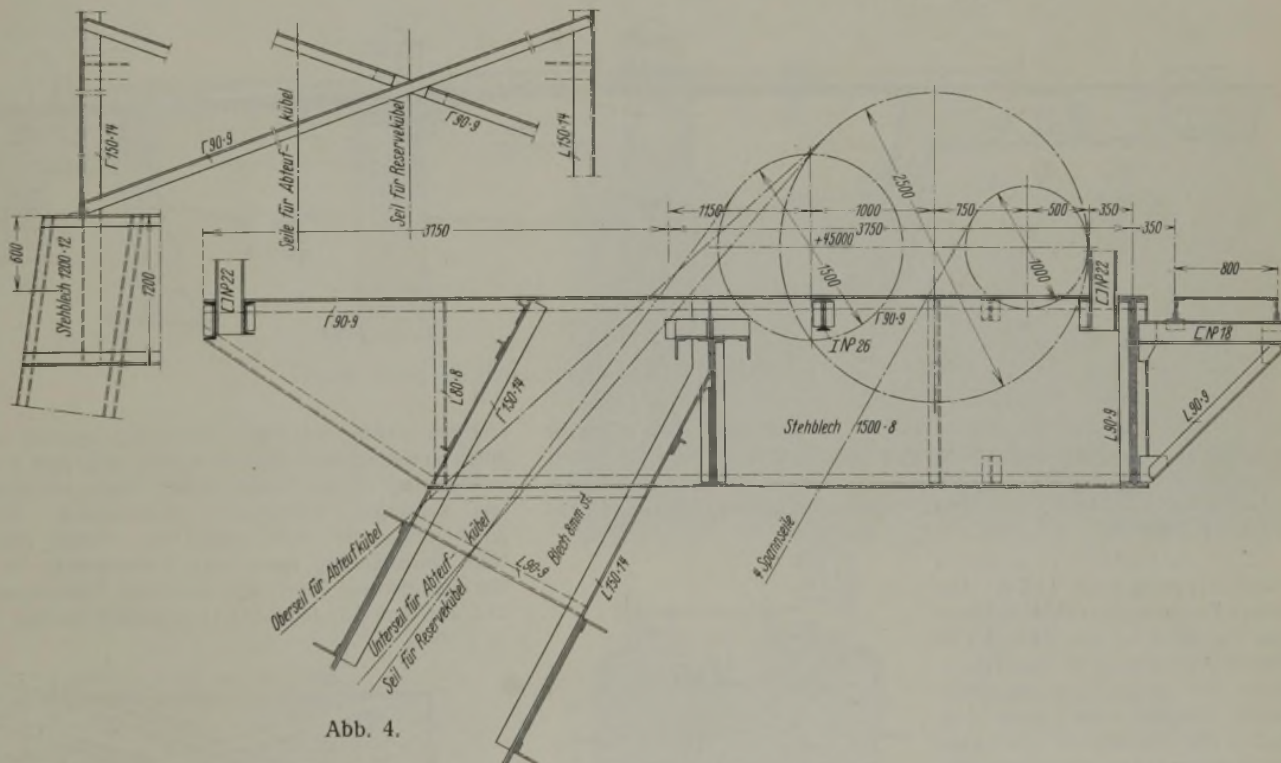


Abb. 4.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau der „Hohen Brücke“ über den Elbingfluß in Elbing.

Von Dr.-Ing. Fischmann, Grünberg i. Schles.

Bei dem im Jahre 1922 vom Magistrat der Stadt Elbing veranstalteten Wettbewerb für den Neubau der Hohen Brücke über den Elbing in Elbing wurde die Grünberger Brückenbauanstalt Beuchelt & Co. in Verbindung mit ihrer Tiefbauabteilung in Berlin, der Berliner AG. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation vorm. Freund und Architekt Joseph Scherer, Groß-Lichterfelde, mit einem ersten Preise ausgezeichnet. Die alte hölzerne Brücke war im Jahre 1917 teilweise durch Feuer zerstört worden und bedurfte dringend der Erneuerung. Aber erst Ende des Jahres 1924

konnte die Herstellung der neuen Brücke endgültig ausgeschrieben werden. Die Erteilung des Auftrages zog sich noch bis Anfang 1925 hin, und die Gesamtausführung wurde der Firma Beuchelt & Co. übertragen.

Beschreibung der Brücke.

Die neue Brücke (Abb. 1 u. 2) überspannt den Elbingstrom mit drei Öffnungen, von denen die beiden seitlichen in Eisenbeton ausgeführt sind und 13,5 m Lichtweite haben, während die mittlere Öffnung, die eigentliche

Schiffahrtrinne, durch eine zweiflüglige eiserne Klappbrücke von 13 m Lichtweite zwischen den Streichbalken des Leitwerkes überbrückt wird. Beiderseits schließen sich massive Rampen an, an der Ostseite von 24,0 m, an der Westseite von 23 m Gesamtlänge, so daß die ganze Länge der Brücke einschließlich der beiden je 4,5 m breiten Klappenpfeiler 96 m beträgt. In der Ostrampe vermitteln zwei Durchgänge von 3,5 und 4,0 m Lichtweite den Verkehr auf der Uferstraße. Außerdem führen Treppenanlagen von beiden Rampen nach den Uferstraßen.

Die Brücke hat durchweg 5,50 m Fahrbahnbreite und beiderseits 2,25 m breite Fußwege, so daß also die Gesamtbreite zwischen den Geländern 10 m beträgt.

Pfeilerbau.

Beide Uferpfeiler und beide Klappenpfeiler sind mit Druckluft gegründet. Die Gründungsart wurde gewählt, da der tragfähige Baugrund sehr tief, nämlich 10 bis 12 m unter MW liegt, und weil man ferner Hindernisse im Boden, von alten Brückenbauten herrührend, erwartete, eine Vermutung, die bei der Bauausführung bestätigt wurde. Bei den beiden Uferpfeilern wurde das der ausführenden Firma patentierte Verfahren der Schrägabsenkung angewendet¹⁾. Es können hierdurch bedeutende Ersparnisse an Mauerwerkmassen gemacht werden, und es ist ferner ohne weiteres möglich, wenn der Boden sich in der angenehmen Tiefe noch nicht als tragfähig erweist, den Pfeiler tiefer abzusenken, ohne

verkleidet. Die Klappenpfeiler besitzen an den Durchfahrtseiten hölzerne Leitwerke zum Schutze der Pfeiler und Schiffe.

Zum Schutze gegen angreifende Säuren haben die Pfeiler unterhalb der Granitverkleidung einen doppelten Inertol-Anstrich erhalten. Aus dem gleichen Grunde sind die Gründungssohlen mit einer Flachschiicht aus schwedischen Klinkern versehen worden.

Die schrägen Übergangspfeiler wurden von Inseln aus abgesenkt, die durch Kiesschüttungen zwischen Bohlwänden gewonnen wurden. Um den Senkkasten beim Absenken die entwerfsmäßige Richtung zu geben, wurden für jeden Pfeiler zwei schräggestellte I 38 als Führungsschienen genau der Neigung des Pfeilers entsprechend eingerammt. An diesen entlang senkte sich dann die Schneide planmäßig ab. Eine Führungsschiene des ersten Pfeilers hatte sich, wie sich später beim Absenken herausstellte, infolge der Hindernisse im Boden, verbogen, so daß das untere Ende sogar in den Senkkasten ragend angetroffen wurde und abgeschnitten werden mußte. Über Gelände hatte dabei das Eisen die vorgeschriebene Lage. Es zeigte sich übrigens, daß die Führungsschienen entbehrt werden konnten, da die sichere Absenkung in die vorgeschriebene Lage auch durch andere Maßnahmen erreichbar ist.

Der Boden bestand zunächst aus einer etwa 2 m dicken Schicht aus tonigem Schlack, der äußerst fest an den Fördergefäßen und in der Luft-

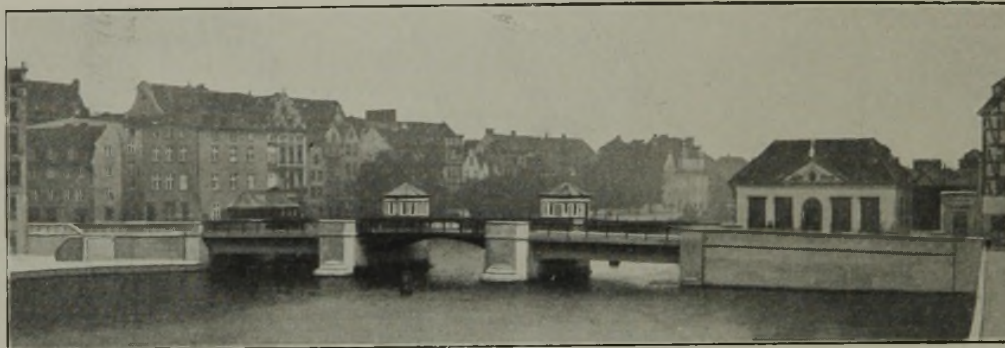


Abb. 1. Lichtbild der Brücke von unterstrom.

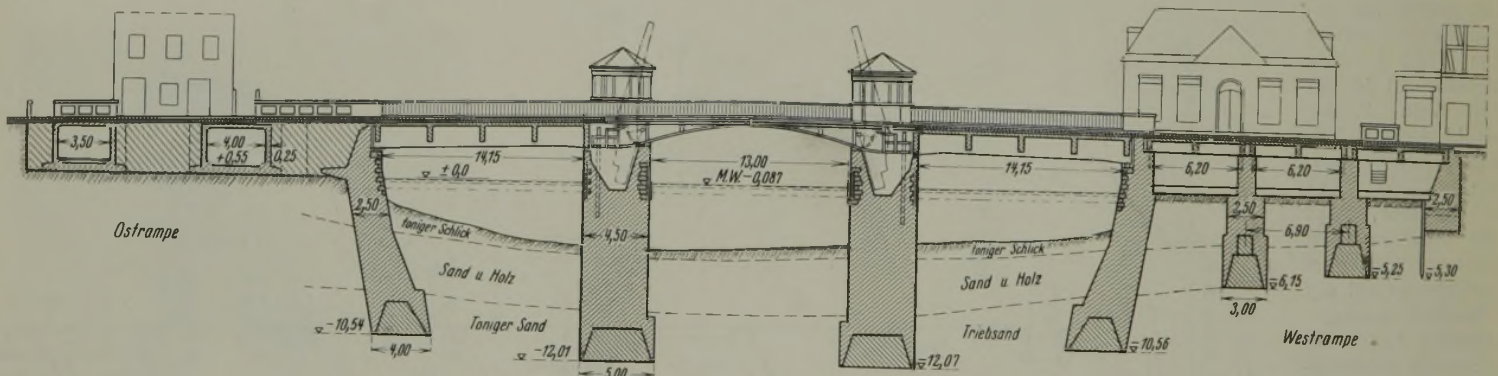


Abb. 2. Längsschnitt durch die ganze Brücke.

daß die Mittelkraft aus dem Kern herausfällt. Geringe, etwa nötig werdende Berichtigungen können durch Anbringen eines Tornisters erreicht werden, wie dies auch beim östlichen Uferpfeiler geschehen ist, der für eine Absenktiefe bis Ordinate - 11,09 berechnet war, aber nur bis Ordinate - 10,54 abgesenkt zu werden brauchte.

Die Grundfläche jedes der beiden Uferpfeiler beträgt 4,0 · 12,5 m. Die beiden Klappenpfeiler (Abb. 3) haben eine Grundfläche von 18,8 · 5,0 m. Für die Auflagerung der fünf Hauptträger der festen Eisenbetonüberbauten wurden die sonst 4 m breiten Pfeilerschäfte auf eine Länge von 8 m um 0,4 m verbreitert. Die Klappenkeller, deren Sohlen 0,44 m unter MW liegen, sind bis zur Höhe von + 2,02, also bis über den höchsten Hochwasserstand völlig geschlossen und mit wasserdichtem Zementputz gedichtet. Die Keller sind vom Maschinenraum aus durch einen 0,60 m breiten und 1 m hohen Gang zugänglich.

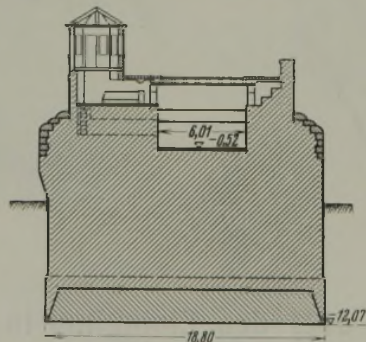


Abb. 3. Schnitt durch den Klappenpfeiler.

schleuse klebte und daher einige Verzögerung mit sich brachte, die nur durch dreischichtigen Betrieb wieder aufgeholt werden konnte. Unter dem Schlack lag grober, dann immer feiner werdender Sand mit Muscheln und klebrigen, lehmartigen Einschlüssen. Bis zur Gründungssohle hinab blieb der Sand ganz fein, wurde aber zum Schluß sauber. Nach Durchfahrung einer alten Kulturschicht, in der viele Gegenstände von historischem Wert, wie Schwerter, Rüstungen, Schlösser, zum größten Teil aus dem 15. Jahrhundert, gefunden wurden, kam in einer Tiefe von

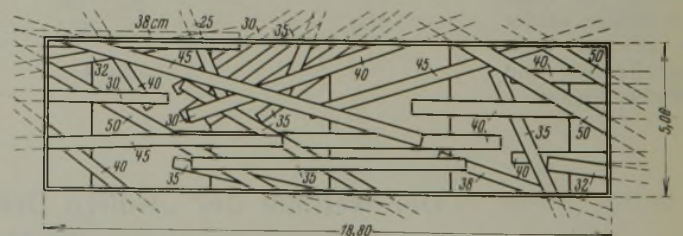


Abb. 4. Skizze der im Senkkasten für den westlichen Strompfeiler vorgefundenen eichenen Stämme.

Uferpfeiler und Klappenpfeiler haben in der Wasserlinie eine 2,5 m breite Granitverkleidung aus ostpreußischen Findlingen erhalten. Auch die Pfeilervorköpfe sind mit Formsteinen aus rötlichem sächsischem Granit

etwa 4,5 bis 7,0 m eine Schicht mit außerordentlich vielen waagrecht kreuz und quer liegenden eichenen Hölzern von 25 bis 130 cm Durchm. im Triebsand eingeschlossen. Einige Hölzer zeigten Spuren von Bearbeitung, so daß man wohl annehmen darf, daß sie von einer früheren Brücke stammen. Diese Hölzer bereiteten bei der Absenkung große Schwierigkeiten, weil jedes einzelne Holz, das unter der Schneide des Senkkastens

¹⁾ Vgl. „Die Bautechnik“ 1929, Heft 37.

lag, abgestemmt werden mußte (Abb. 4), in Anbetracht des kerngesunden Eichenholzes eine schwere Arbeit. Es zeigte sich hier wieder, daß die Druckluftgründung der einzige sichere Weg ist, bei alten Baustellen mit viel Hindernissen im Boden zuverlässig den tragfähigen Boden zu erreichen. Die Hölzer lagen so dicht, daß z. B. bei einer Pfahlgründung nur selten einmal ein Pfahl unbeschädigt heruntergekommen wäre. Als die für die Übergangspfeiler zunächst angenommene Gründungstiefe von $-8,5$ m erreicht war, zeigte es sich, daß der Boden noch zu sehr mit Muscheln, Holzstückchen usw. durchsetzt war, um als Baugrund dienen zu können, und man entschloß sich, tiefer zu gehen. Es war dies bei der schrägen Absenkung statisch ohne weiteres möglich. In einer Tiefe von $-10,5$ m war dann ein wenn auch feiner, so doch reiner und festgelagerter Sand erreicht, dem ohne weiteres eine Beanspruchung von $2,5$ kg/cm² zugetraut werden konnte.

Besondere Beachtung verdient der Umstand, daß die Übergangspfeiler in großer Nähe von bewohnten Häusern ausgeführt wurden, über deren Gründungen keine genauen Angaben mehr bestanden. Aus Pfählen, die von ähnlichen Gründungen herausgezogen waren, mußte man vermuten, daß die Pfähle, auf denen die Häuser stehen, mit ihrer Spitze nur bis -7 m herunter gerammt waren.

Der östliche Übergangspfeiler ist nur 7 m vom Hause Scheffner entfernt abgesenkt worden. Zur Sicherheit wurde dieses Haus durch starke Steifen abgestützt und während der Absenkungszeit von Bewohnern geräumt. Sorgfältige Beobachtungen während des Absenkens haben an dem Hause keinerlei Veränderungen feststellen können.

Noch näher stand die „Alte Börse“. Unmittelbar neben diesem Gebäude wurde der westliche Übergangspfeiler abgesenkt, so daß ein Teil des etwa 2,5 m breiten Anbaues zum Freigeben des Arbeitsfeldes abgerissen werden mußte. Nicht einmal 3 m weit war die Schneide des Senkkastens vom nächsten tragenden Pfahl der Alten Börse entfernt, wobei die Schneide bis auf $-10,5$ m abgesenkt wurde und die Spitze des Pfahles wahrscheinlich nicht tiefer als auf $-7,0$ m steht. Zur Sicherheit wurde die betreffende Seite der Alten Börse durch 6 I 38 von je 10,5 m Länge abgefangen, die auf 50 cm starken, so tief wie möglich eingerammten Pfählen gelagert waren. Trotz der großen Nähe der Absenkung und der Gefahr, daß der Treibsand zum Teil in die Senkkasten eintreiben und den umliegenden Boden lockern könnte, wurde festgestellt, daß an der Alten Börse keinerlei Bewegungen oder Setzungen stattgefunden hatten.

Die Klappenpfeiler mußten durch 5 m tiefes Wasser hindurch abgesenkt werden. Die Senkkasten wurden auf Rammgerüsten zusammengebaut und in zehn Spindeln eingehängt und mit diesen gleichmäßig abgesenkt. Die Absenkgerüste waren verhältnismäßig leicht, jedoch in sich sehr steif und nach dem Lande hin stark verankert, so daß sie den Pfeilerlasten völlig gewachsen waren.

Die Untergrundverhältnisse waren fast genau die gleichen wie bei den Landpfeilern, nur lagern die Schichten durchweg etwas tiefer, weshalb die Klappenpfeiler bis etwa auf Ordinate $-12,0$ abgesenkt werden mußten.

Der unter Luftdruck geförderte Boden wurde bei allen Pfeilern in kleine Schiffe von etwa 30 m³ Fassungsvermögen, sogenannte Lommen, gestürzt und abgefahren.

Da der Elbingfluß dauernd für Seeschiffe mit Masten fahrbar sein mußte und daher kein Verbindungsteg von einem Ufer zum anderen gebaut werden konnte, mußte jede Stromseite ihre besondere Baustelleneinrichtung erhalten. Die Druckluftarbeiten wurden mit nur einem Druckluftgerät ausgeführt, und es wurden deshalb zuerst die östlichen, dann die westlichen Pfeiler abgesenkt.

Die Ost- und Westrampe.

Für beide Rampen war die Herstellung aus Bodenschüttung zwischen Winkelstützmauern geplant. Diese Ausführungsart konnte jedoch nur bei der Ostrampe beibehalten werden, bei der der Untergrund in Höhe 0,0 aus trockenem, tonigem Schlack besteht, der durch Hunderte von alten Pfahlstümpfen früherer Brückenbauten verdichtet ist. Deswegen war es möglich, Winkelstützmauern auf großen Fundamentplatten aus Eisenbeton zu gründen, die so bemessen wurden, daß die Bodenpressung den Betrag von $0,9$ kg/cm² nicht überschritt.

Die beiden die Ostrampe durchschneidenden Durchgänge sind in gleicher Weise gegründet und als allseitig geschlossene Rahmen berechnet und ausgeführt. Die dadurch erreichten geringen Bauhöhen machten es möglich, für den Fußgängerverkehr Durchgänge mit ausreichender Lichthöhe zu erhalten.

Bei der Westrampe waren die Untergrundverhältnisse weniger günstig, und da die beim Absenken der Hauptpfeiler vorgefundenen Hindernisse auch im Baugrunde der Rampe erwartet werden mußten, war die beabsichtigte Pfahlgründung der Winkelstützmauer von vornherein ausgeschlossen. Nach eingehenden Untersuchungen und Erwägungen wurde von der Bauverwaltung ein Entwurf zur Ausführung bestimmt, der die Westrampe in drei Brückenöffnungen auflöste. Die dazugehörigen drei

Eisenbetonüberbauten lagern auf dem westlichen Uferpfeiler, zwei Zwischenpfeilern, die auf je zwei kleinen Druckluftsenkkasten von je $3,0 \cdot 3,0$ m Grundfläche gegründet sind, und dem westlichen Endwiderlager, das ebenso wie die Bauten der Ostrampe auf einer Fundamentplatte gegründet ist. Bei der Absenkung der kleinen Senkkasten bestätigte sich die Vermutung der Hindernisse im Boden. Es mußten eine ganze Reihe starker waagerechter Hölzer unter den Schneiden der Senkkasten beseitigt werden.

Aus Gründen des besseren Aussehens und einheitlicher Architektur wurden als Seitenwände Blendmauern eingezogen, so daß die Außenflächen völlig geschlossen sind. Die Blendmauern sind freitragend an den Pfeilern aufgelagert und reichen mit ihrer Unterkante bis Ordinate $-0,50$, also etwa 60 cm unter MW. Um in die von der Westrampe gebildeten Hohlräume hineinzukommen, sind an der Südseite der westlichen Öffnung eine Tür und in den auf je zwei Senkkasten stehenden, freitragenden Pfeilerschäften sechseckige Öffnungen zum Durchkriechen angeordnet.

Der westliche Übergangspfeiler war schon abgesenkt, als man sich zu der oben beschriebenen Bauart für die Westrampe entschloß. Er war daher auch so bemessen, daß er den vollen Erddruck der mit Erde angefüllten Westrampe aufnehmen konnte. Da diese Kraft nun in Wegfall kam, wurde der waagerechte Erddruck auf das Endwiderlager durch zwei Eisenbetonsteifbalken vom Querschnitt 50/50 cm auf den Übergangspfeiler übertragen. Hierdurch wurden die bei der Berechnung des Übergangspfeilers angenommenen statischen Verhältnisse nahezu wiederhergestellt und gleichzeitig das Endwiderlager von waagerechten Kräften entlastet.

Die Absenkung der kleinen Senkkasten für die Westrampe geschah ebenfalls von Land aus, das durch Anschütten gewonnen war. Sofern keine Hindernisse im Boden waren, wurden Absenkungen bis zu 2 m je Tag erreicht. Da die Bodenbeanspruchungen unter diesen Senkkasten nur die Hälfte derjenigen der großen Pfeiler betrug und die Bodenschichten noch höher lagen als bei den Uferpfeilern, begnügte man sich mit Absenkungstiefen bis $-3,5$ bzw. $-6,0$ m.

Die Blendmauern der Westrampe sollten bis Ordinate $-0,5$ nach unten reichen. Der Wasserspiegel stand aber zur Zeit der Ausführung etwa auf Ordinate $+0,0$, deshalb wurden die unteren Streifen von 0,6 m Höhe der Blendmauern aus Eisenbeton auf dem Lande hergestellt und fertig versetzt.



Abb. 5. Eisenflechtwerk einer Seitenöffnung.

Die massiven Überbauten.

Die massiven Überbauten sind Eisenbeton-Plattenbalken mit auskragenden Fußgängerstegen. Die fünf Balken (Abb. 5) haben eine Stützweite von 14,15 m und liegen in gegenseitigen Entfernungen von 1,65 m. Die drei mittleren Balken haben 0,35 m Breite und 1,4 m Höhe, die beiden Randbalken 0,38 m Breite und ebenfalls 1,4 m Höhe. Die Platte hat eine tragende Stärke von 0,18 m und ist in Abständen von etwa 3,64 m durch Querträger zwischen den Balken unterstützt. Über der Platte liegt eine Asphaltfilzisolierung, darüber eine Beton-Schutz- und Ausgleichschicht und der Fahrbahnbelag aus Granitkleinpflaster.

Zur Übertragung der Auflagerkräfte auf die Pfeiler dienen Gußstahl-lagerkörper. Auf den Klappenpfeilern liegen die festen, auf den Uferpfeilern die beweglichen Lager, letztere als Gleitlager ausgebildet.

Die festen Lager ruhen auf der bereits erwähnten ausgekragten Auflagerbank der Klappenpfeiler auf, während auf den Uferpfeilern granitene Auflagerquader zur Unterstützung der Lagerkörper vorgesehen sind.

Über den beweglichen Lagern befinden sich als Brückenauszüge eiserne Schleppblechkonstruktionen, desgleichen zwischen je zwei Überbauten der Westrampe, die jedoch als 10 cm starke Eisenbetonplatten ausgebildet sind.

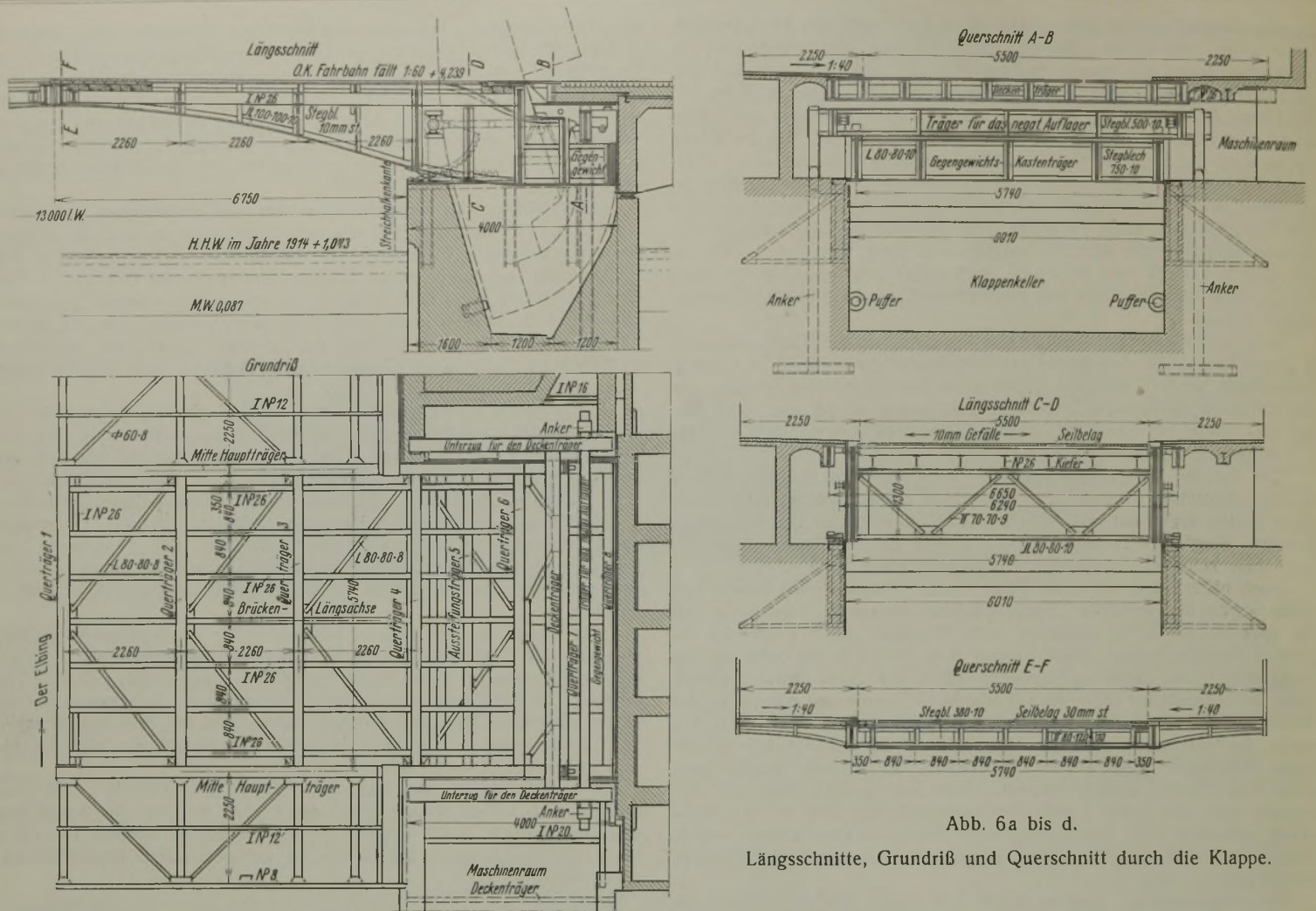


Abb. 6a bis d.
Längsschnitte, Grundriß und Querschnitt durch die Klappe.

Die Baustoffe und Bauausführung der massiven Bauten.

Als Zuschlagstoff zum Beton wurden einheimischer Grubenkies bis etwa 10 mm Korngröße und Granitsteinsplitt verwendet, der aus ostpreußischen Findlingen geschlagen war. Die Mischungsverhältnisse für die verschiedenen Bauteile waren im Hinblick auf die schlechte Beschaffenheit des einheimischen Kieses verhältnismäßig fett, nämlich für

Druckluftsenkkasten	1 T. Zement,	3 T. Kiessand,	2,5 T. Splitt
Pfeilerbeton	1 " "	3 " "	3 " "
Eisenbeton f. d. Überbauten	1 " "	2 " "	2 " "

Der Beton für die Pfeiler wurde während des Absenkens als Stampfbeton zwischen einer Verblendung von Betonkunststeinen eingebracht. Der aufgehende Beton über der Granitsteinverkleidung ist zur Vermeidung von Stampffugen durchweg in plastischem Zustand eingebracht. Zur Einschalung sind einheitlich Bretter von 30 mm Stärke benutzt, die durch Kanthölzer 10/10 cm in Abständen je nach der Druckhöhe gehalten wurden. Die Kanthölzer 10/10 cm stützten sich gegen stärkere Hölzer, die durch Steifen oder eiserne Anker befestigt wurden. Die Schalgerüste für die Stromüberbauten standen auf Rammpfählen. Jeder Überbau wurde nach Fertigstellung des Eisenflechtwerks an einem Tage hintereinander betoniert.

Die eiserne Klappbrücke.

Die Schifffahrtöffnung ist durch eine zweiflügelige Rollklappbrücke Bauart Scherzer überbrückt. Zweiflügelige Klappbrücken haben gegenüber einflügeligen mehrfache Vorzüge. Die statischen Verhältnisse gestatten es, dem Überbau im geschlossenen Zustande eine bogenbrückenähnliche Gestalt zu geben, so daß die Durchfahrthöhe in der Mitte vergrößert wird und daher auch große Fahrzeuge ohne Öffnung der Klappe durchfahren können. Ein weiterer Vorzug ist, daß beim Öffnen der Klappen die Durchfahrt schneller freigegeben wird, da sich die Brücke sofort an der richtigen Stelle, d. h. in Durchfahrtmitte öffnet. Die rasche Freigabe der Durchfahrt wird noch dadurch unterstützt, daß die Brücke beim Öffnen zurückrollt und sich die Vorderarme nicht nur heben, sondern auch gleichzeitig in waagerechter Richtung voneinander entfernen. Es ist daher nicht notwendig, daß die Brücke jedesmal bis zur vollen Endlage geöffnet wird, sondern es kann vom Brückenwärter beurteilt werden, ob nicht zuweilen eine geringere Öffnung genügt.

Das in den Abb. 6a bis d dargestellte Tragwerk der beiden Brückentafeln besteht aus zwei unter der Brückenbahn liegenden vollwandigen

Hauptträgern mit zwischenliegenden Quer- und Längsträgern und seitlich auskragenden Fußweg-Freitragern. Quer- und Längsträger tragen die Fahrbahndecke, die aus einem unteren 12 cm starken kiefernen und darüber aus einem 6 cm eichenen Bohlenbelag besteht. Als oberste Decke ist ein 3 cm starker Belag aus geteerten Hanfseilgurten mit geschmiedeten Nägeln aufgenagelt, der mit einem Straßenkitt vergossen ist. Für die Fußwegabdeckung ist ein ebenfalls eichener, 6 cm starker Bohlenbelag vorgesehen.

Die vier Hauptträger gliedern sich in je einen 7,25 m langen Vorderarm und einen 3,60 m langen Hinterarm. Da die Hinterarme nur etwa halb so lang sind als die Vorderarme, müssen sie zum Gewichtsausgleich durch Gegengewichte belastet werden. Das Gegengewicht besteht zum größeren Teil aus Brockeneisenbeton mit einem Einheitsgewicht von etwa 4,6 t/m³, zum Teil aber auch aus gußeisernen Formstücken, um größere Gewichte auf geringeren Raum unterbringen zu können. Die am Hinterarm angebrachten Maschinenteile des Antriebs wirken ebenfalls als Gegengewichte.

Jeder der beiden Brückenflügel ruht auf zwei seitlich an den Hauptträgern befestigten Rollscheiben, deren Achse mit der Schwerachse des Flügels zusammenfällt. Die Rollscheiben werden also mit dem Gesamteigengewicht der Brücke belastet. Beim Öffnen der Brücke rollen sie auf einer Rollbahn zurück, wobei eine seitlich angebrachte Verzahnung zur Führung dient. 150 mm vor dem Berührungspunkte der Rollscheiben im geschlossenen Zustande sind unter den Hauptträgern Drucklager angeordnet, die durch eine Keileinstellung so eingestellt werden, daß sie bei unbelasteter Brücke gerade mit leichtem Druck anliegen. Sobald die Brücke durch Verkehrslasten belastet wird, setzen sich die Hauptträger auf diese Drucklager auf, während gleichzeitig negative Lager am Hinterarm in Wirksamkeit treten. An den Enden der Vorderarme befindet sich eine Fingerverriegelung, die beim Schließen der Brücke von selbst in Tätigkeit tritt. Die Wirkungsweise dieser Verriegelung (Abb. 8) ist wechselseitig, so daß keiner der Flügel sich heben oder senken kann, ohne den anderen mitzunehmen. Demgemäß bildet die Brücke im Verkehrszustand einen Träger auf vier Stützen mit Mittelgelenk, also ein einfach statisch unbestimmtes Tragwerk.

Die Eigenart der Rollklappbrücke bringt es mit sich, daß der Spalt zwischen fester und beweglicher Fahrbahn über den Hinterarm zu liegen kommt. Es können demnach auch Teile der Hinterarme durch Verkehrslasten belastet werden, unter deren Einfluß die Brücke sich selbsttätig

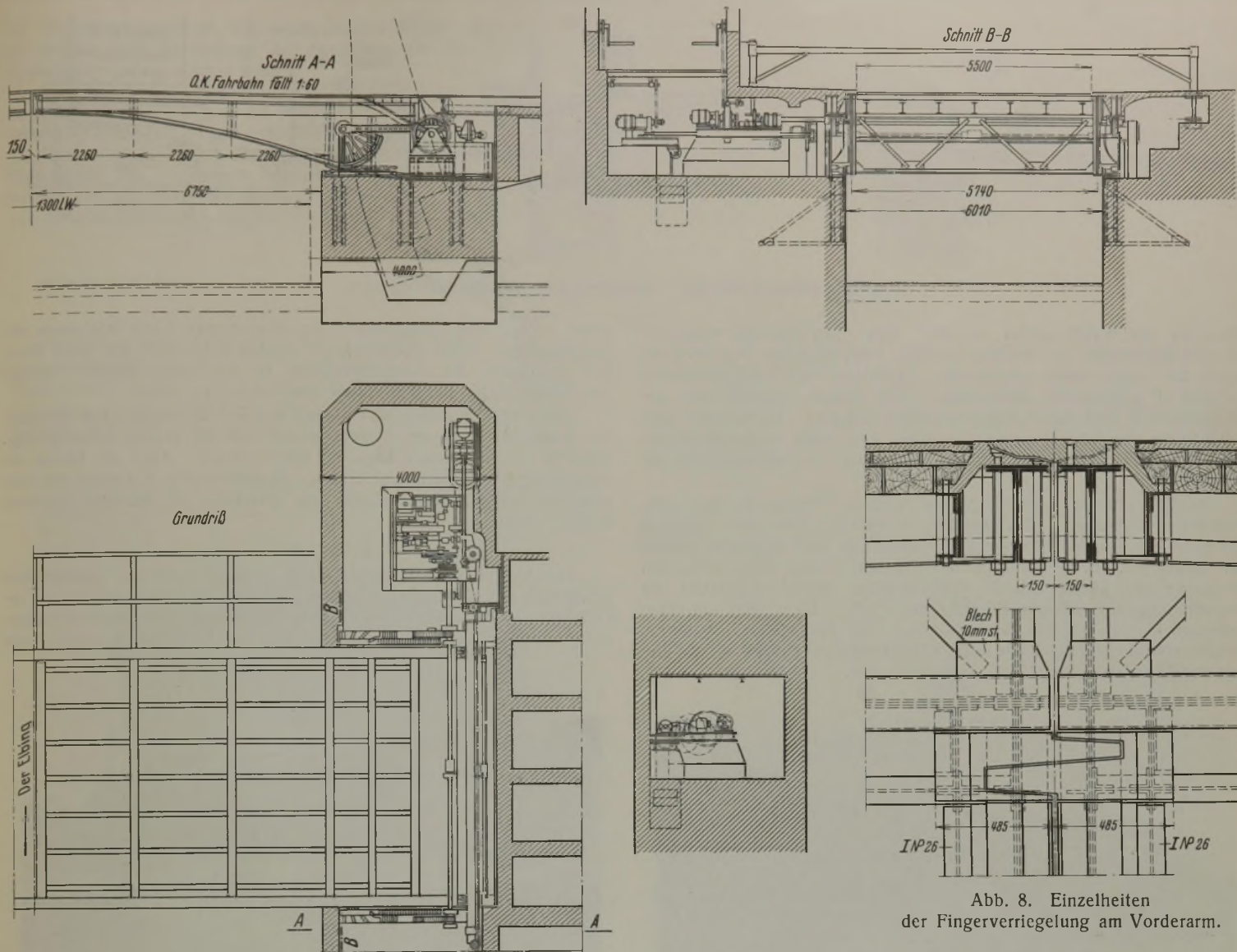


Abb. 7. Gesamtbild des maschinellen Teiles.

Abb. 8. Einzelheiten der Fingerverriegelung am Vorderarm.

öffnen würde. Um dies zu vermeiden, befinden sich an den Hinterarmen der Flügel mechanisch betätigte Schubriegel, die die Brücke im geschlossenen Zustande festlegen.

Zur Absperrung des Verkehrs beim Öffnen der Brücke dienen zwei-flügelige Drehschranken an beiden Brückenenden. Die Schranken sind mit der Verriegelung zwangsläufig gekuppelt, derart, daß die Brücke erst entriegelt wird, wenn die Schranken geschlossen sind, und umgekehrt diese nicht eher geöffnet werden können, bevor die Brücke verriegelt ist.

Jeder der beiden Flügel besitzt eine Antrieb- und eine Riegelmaschine (Abb. 7), die im Maschinenhäuschen auf den nach der Oberstromseite verlängerten Klappenpfeilern untergebracht sind. Die Steuerung der Maschinen beider Flügel geschieht von einem einzigen Führerstande aus. An Zapfen im Mittelpunkte der Ritzscheiben greifen Zahnstangen an. In diese greifen in Böcken fest gelagerte Ritzel ein, durch deren Drehung die Zahnstangen rückwärts und vorwärts bewegt werden, wobei die Ritzscheiben sich auf ihren Bahnen abwälzen und die Brücke öffnen und schließen. Der Antrieb der Ritzel geschieht unter Zwischenschaltung mehrfacher Stirnradvorgelege durch zwei Elektromotoren. Die beiden Antriebsritzeln für die Zahnstangen eines Brückenflügels sind auf getrennten Wellen aufgekeilt, von denen die eine hohl ist und von der anderen durchdrungen wird, so daß die beiden Wellen eine gemeinsame mathematische Achse haben. Damit die beiden Zahnstangen gleichmäßig ohne Voreilen der einen bewegt werden, sind die Antriebszahnäder der Wellen durch eine Ausgleichkupplung verbunden, die nur dann im Gleichgewicht ist, wenn an beiden Antriebsrädern gleich große Widerstände auftreten.

Das gesamte Triebwerk der Antriebsmaschine ist auf einem kräftigen Profilenrahmen montiert und mit dem Fundament verankert.

Die Riegelmaschine dient, wie bereits gesagt, gleichzeitig zur Schrankenbewegung. Auf einer vom Motor unter Einschaltung mehrerer Übersetzungen getriebenen Welle bewegt sich eine Wandermutter, gegen die sich ein auf der Drehsäule der Schranke aufgekeilter Hebel legt. Bei Bewegung der Wandermutter im Schließsinne der Schranke gibt sie

den Hebel frei, der nun durch ein Gegengewicht gedreht wird und die Schranke schließt. Die Endstellung des Hebels wird durch einen Anschlag bestimmt. Die Wandermutter bewegt sich im Leergang weiter. Die Übertragung der Bewegung nach der anderen Seite geschieht durch Seilzug.

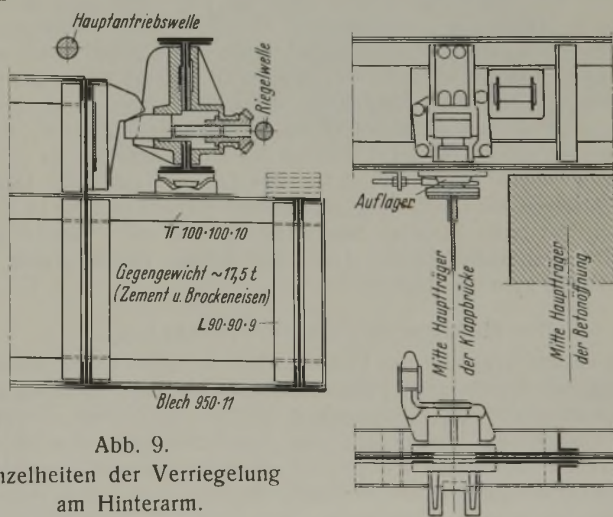


Abb. 9. Einzelheiten der Verriegelung am Hinterarm.

Die gleiche Welle bewegt durch eine weitere Übersetzung die eigentliche Riegelwelle (Abb. 9). Auf dieser sind zwei Kegelräder spiegelgleich aufgekeilt, in die zwei andere, als Muttern ausgebildete Kegelräder eingreifen. Durch die Drehung dieser werden zwei Spindeln bewegt, die die unter entsprechende an den Hauptträgern befindliche Nasen greifenden Riegel zurückziehen. Die Bewegung der Riegel beginnt zugleich mit der

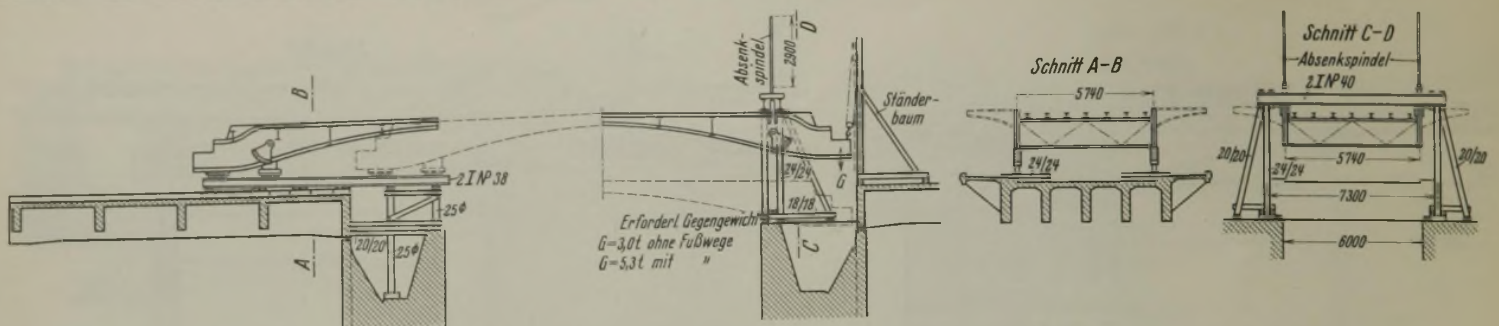


Abb. 10. Einzelheiten des Verschiebe- und Absenkungsvorganges.

Bewegung der Wandermutter, ist aber noch nicht beendet, wenn die Schranke geschlossen ist, vielmehr ist dazu auch noch die Zeit des Leeranges der Wandermutter erforderlich. Beim Verriegeln vollzieht sich der Vorgang in umgekehrter Reihenfolge. Die Riegel beginnen sich einzuschieben bei vorläufig noch geschlossener Schranke. Deren Bewegung beginnt erst, wenn die Wandermutter gegen den Hebel an der Drehsäule stößt und diesen mitnimmt, wobei gleichzeitig das Gegengewicht angehoben wird.

Sämtliche Bewegungen der Riegel und der Klappe werden durch Endschalter festgelegt und gegenseitig blockiert. Erst nach völligem Entriegeln der Klappe kann der Klappenmotor in Betrieb gesetzt werden und umgekehrt. Beim Schließen der Klappen werden diese schon vor Erreichung der Endlage durch Vorendschalter einmal stillgesetzt zur Herbeiführung des richtigen Eingriffs der Finger. Dann führt ein neuer Stromstoß den endgültigen Schluß herbei. Die Endlage der Brücke ist erreicht, sobald die Flügel mit ihren Hinterarmen zur Anlage an die dort angebrachten Verankerungslager gekommen sind.

mehr infolge des Übergewichts des Hinterarmes durch Nachlassen des Flaschenzuges sofort hochgerichtet werden (Abb. 12). Auf diese Weise war es möglich, die Durchfahröffnung bis auf wenige Stunden während des Vorschiebens und Absenkens dauernd frei zu halten.

Die weiteren Arbeiten, Verlegen des Brückenbelages und Einbauen der westlichen Teile des Gegengewichts und das genaue Auswiegen geschah in der endgültigen Lage der Klappenflügel. Auch der Einbau der Maschinenteile geschah nun erst mit Ausnahme des Ansetzens der Rollscheiben und der Riegelgehäuse, die bereits in der Werkstatt angebauet worden waren.

Die architektonische Ausgestaltung.

Die Architektur der Brücke ist in einfachsten Formen gehalten und beschränkt sich auf die Ausgestaltung der beiden Klappenpfeiler und der Geländer. Die Klappenpfeiler nehmen stromaufwärts die Brückenhäuschen auf, in denen die Maschinenräume und der Führerstand untergebracht



Abb. 11. Absenken der vorgeschobenen Klappe.



Abb. 12. Eisengerippe der Klappe in geöffnetem Zustande.

Außer für elektrischen Antrieb sind die Triebwerke auch für Betätigung durch Handkurbeln ausgebildet. Elektrisch kann die Brücke noch gegen einen Winddruck von 100 kg/m^2 , durch Hand gegen einen solchen von 50 kg/m^2 bewegt werden. Bei 30 kg/m^2 Winddruck dauert das Öffnen oder Schließen der Brücke etwa 30 sek, zu denen noch weitere 10 sek für die Bewegung der Schranken und der Riegel kommen, so daß die Öffnungszeit insgesamt 40 sek beträgt. Tritt ein höherer Winddruck als 100 kg/m^2 auf, dann bewegen sich die Flügel infolge Gleitens einer das Triebwerk und die Motoren vor Überlastung schützenden Rutschkupplung im Schließsinne bzw. bis zum Anschlag des Hinterarmes an die Puffer im Kellerraum. Die Standsicherheit der geöffneten Brücke ist bei einem Winddruck von 200 kg/m^2 noch gewährleistet.

Die Montage der eisernen Klappbrücke.

Das eiserne Tragwerk der Klappen (Abb. 10 u. 11) wurde auf den bereits fertiggestellten massiven Seitenöffnungen vollständig zusammengebaut und zugleich so viel Ballast eingebracht, daß die Hinterarme Übergewicht hatten. Gleichzeitig wurden auf den Seitenöffnungen und über den Klappenkellern Rollbahnen verlegt und auf diesen dann mit untergebauten, an den Klappenhauptträgern befestigten Rollsätteln die Überbauten vorgeschoben. Inzwischen waren rechts und links der Klappenkeller hölzerne Bockgerüste mit eisernen I-Trägern hergestellt worden, auf denen eine Absenkvorrichtung aufgebaut war, bestehend aus Stahlspindeln mit Muttern, die sich auf Kugellagern drehten. In diesen wurden mittels eines Gehänges, das an den Hauptträgern befestigt war, die Klappenflügel eingehängt und bis auf die bereits vorher verlegten Wälzbahnen abgesenkt. Am Hinterarm sorgte ein Flaschenzug an einem Ständerbaum für Herstellung des Gleichgewichts. Der abgesenkte Klappenflügel konnte nun-

Der einheitlichen Wirkung wegen sind sie ebenfalls aus Beton hergestellt. Das Dach ist in Kupfer eingedeckt. Zur guten Übersicht haben die Häuschen je 12 Fenster erhalten, und der Fußboden des Führerstandes liegt 50 cm höher als die Fahrbahn der Klappen.

Gegenüber den Häuschen befinden sich auf der stromabwärts gelegenen Seite Austritte, die einen schönen Blick auf den Strom gewähren.

Die Brüstungen der Rampen und Pfeiler sind massiv in Beton hergestellt, während die beiden seitlichen Brückenöffnungen und die Klappbrücke ein einfaches eisernes Stabgeländer erhalten haben, das sich in das gesamte Brückenbild wirkungsvoll einfügt.

Alle Sichtflächen der Beton- und Eisenbetonkonstruktion sind werksteinmäßig bearbeitet, und zwar sind die Gesimse scharriert, die ebenen Flächen gestockt.

Bauzeiten.

Als Frist für die Fertigstellung waren von der Bauverwaltung zwei Monate für die Vorbereitungen und 250 Arbeitstage = 10 Monate für den Pfeiler- und Brückenbau gesetzt. Infolge der Behinderungen durch den unerwartet schlechten Befund der Fundierungen der Nachbarhäuser, die im Durchschnitt 2,5 m tiefere Absenkung der Pfeiler, die Hindernisse im Boden, die in dem tatsächlich vorhandenen Ausmaß nicht vorhergesehen waren, verzögerte sich die Bauausführung trotz dreischichtigen Betriebes der Druckluftarbeiten so, daß die Schlußsenkung des vierten Hauptpfeilers, des östlichen Klappenpfeilers, erst am 29. Dezember 1925, also nach einer Gesamtzeit von zehn Monaten nach Auftrageerteilung, ausgeführt werden konnte. Da außerdem die Ausführungsart für die Westrampe erst in den ersten Tagen des Januar 1926 endgültig bestimmt wurde, stellte man zu dieser Zeit ein neues Bauprogramm auf, das den 31. Juli 1926 als Fertigstellungstermin vorsah. Diese Frist wurde trotz

der Behinderungen durch den wechselvollen Winter eingehalten, so daß die Brücke nach Herstellung der Anschlüsse am 20. August 1926 dem Verkehr übergeben werden konnte.

Die mit dem Bau betraute Firma Beuchelt & Co., Grünberg, führte durch ihre Tiefbauabteilung die Pfeiler und Widerlager einschließlich der Druckluftgründungen, die Eisenbetonüberbauten der Seitenöffnungen und die Rampen, und in ihrer Brückenbauanstalt den eisernen Überbau der Klappbrücke aus und stellte diesen auch auf. Die Antriebsmaschine lieferte und montierte die Berliner Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation vormals Freund und die elektrische Einrichtung

die Siemens-Schuckertwerke, deren Zweigstelle Elbing die Anlage aufstellte.

Die Herstellung der Lehrgerüste, die Rammarbeiten, Zimmererarbeiten, die Ausführung des Bohlenbelages auf der Klappe, das Versetzen der Granitsteine und die Steinmetzarbeiten, die Isolierung der Fahrbahn und die Herstellung der Pflasterung auf Fahrbahn und Fußwegen wurde einheimischen Unternehmern übertragen. Der Seilgurtbelag der Klappe stammt von der Firma Felten & Guilleaume in Köln.

Die Oberleitung der Bauausführung lag in den Händen der Herren Stadtbaurat Dromtra und Stadtbaumeister Jauer in Elbing.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein neuer wasserloser Kolbengasbehälter.

Von Direktor Beckmann, Gas-, Wasser- und Elektrizitätswerke, Lünen.

Im letzten Jahre ist durch die Firma Aug. Klönne ein neuer wasserloser Gasbehälter auf den Markt gebracht worden, der bemerkenswerte Eigenschaften besitzt und sich in kurzer Zeit gut eingeführt hat. Es sind schon 13 nach dem Klönne-Patent ausgeführte Behälter im In- und Ausland im Betrieb oder im Bau mit einer Größe bis zu 60000 m³.

aus Blechen, lotrechten Stielen, waagerechten Ringen, Umgängen und Dach mit Laterne.

Die Stahlbleche haben bei allen Größen dieselben Abmessungen, nämlich 5 m Breite, 1,5 m Höhe und 5 mm Stärke. Die Stiele bestehen aus I 20 bis I 24, die Ringe aus $\square 10\frac{1}{2}$, von denen sich der unterste auf den Betonkranz des Fundamentes auflegt.

Die Stiele sind in dem Betonring des Behälters verankert und führen so den Windzug in das Fundament (Ankerung). Die Bleche sind auf die Stiele und Ringe genietet, so daß die lotrechten und waagerechten Nähte gedeckt sind. Im Innern geschieht die Abdichtung durch plastisches

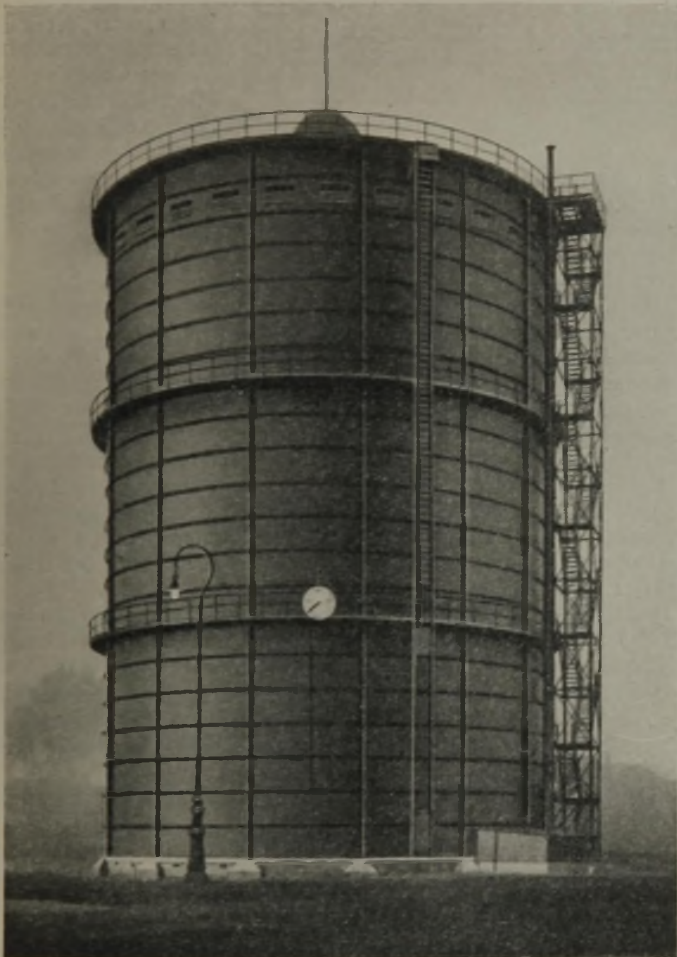


Abb. 1.

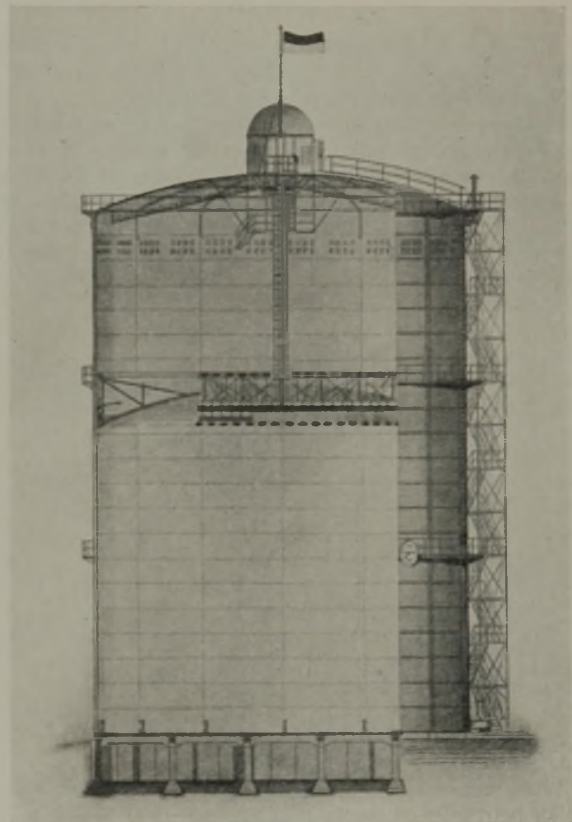


Abb. 2.

Der Klönne-Behälter ist ein Kolbenbehälter und besteht als solcher in der Hauptsache aus einem feststehenden Stahlblechmantel, in dem sich ein Körper auf und ab bewegt, der das Gas gegen die Außenluft abschließt. Die Abdichtung des Kolbens gegen den Stahlblechmantel ist dadurch erreicht, daß ein in eine Tasse tauchender, pendelnd aufgehängener, dehnbarer Stahlblechring von ebenfalls dehnbaren Packungsringen umgeben ist, die durch Gegengewichte gemeinsam gegen die Behälterwand gedrückt werden. Hierdurch wird eine kreisrunde Ausbildung des Kolbens und eine kreiszylindrische Ausbildung des Behältermantels ermöglicht (Abb. 1). Dies hat vor der vieleckigen Ausbildung des Kolbens und des Mantels den Vorteil, daß die Ecken mit ihren schwierigen Verbindungen entfallen, daß den gebogenen Blechen mit den als Verstärkungsrippen wirkenden Stielen und Ringen der Gewölbedruck zur Aufnahme des Winddruckes zugute kommt und daß der den Abschluß bildende Kolben sich auch in waagerechter Ebene bewegen kann, so daß ein schraubenförmiges Auf- und Abwärtsgehen ermöglicht wird. Es hat sich herausgestellt, daß der Abschlußkörper von dieser Möglichkeit Gebrauch macht und sich in gewissem Ausmaße dreht. Das Behälteräußere besteht

Metall, so daß ein Austritt des Gases durch die Nähte der Außenwand in die Außenluft verhindert wird.

Die Anzahl der Stiele und Ringe und die Krümmung der Bleche richten sich nach dem Fassungsraum des Behälters. Dabei ist das Verhältnis zwischen Durchmesser und Höhe so gewählt, daß sich nach der Maximum- und Minimumrechnung die kleinstmögliche Oberfläche ergibt. Dieses Verhältnis stimmt gleichzeitig ziemlich genau mit demjenigen überein, das den größten Widerstand zur Aufnahme der Windkräfte gewährleistet. So ergibt sich bei geringer Beanspruchung des Werkstoffes ein kleinstes Konstruktionsgewicht bei leichtestem Fundament.

An der äußeren Behälterwand sind mehrere Umgänge vorgesehen, deren Bodenbleche Abflußlöcher für das Regenwasser haben. Die Umgänge sind zwecks bequemer Befahrung durch Treppen von kurzem Lauf verbunden, die in einem besonderen Treppenturm untergebracht sind und auch im Winter bei Glatteis ein sicheres Begehen erlauben. Die Umgänge dienen gleichzeitig als Versteifungsringe zur Aufnahme des Winddruckes.

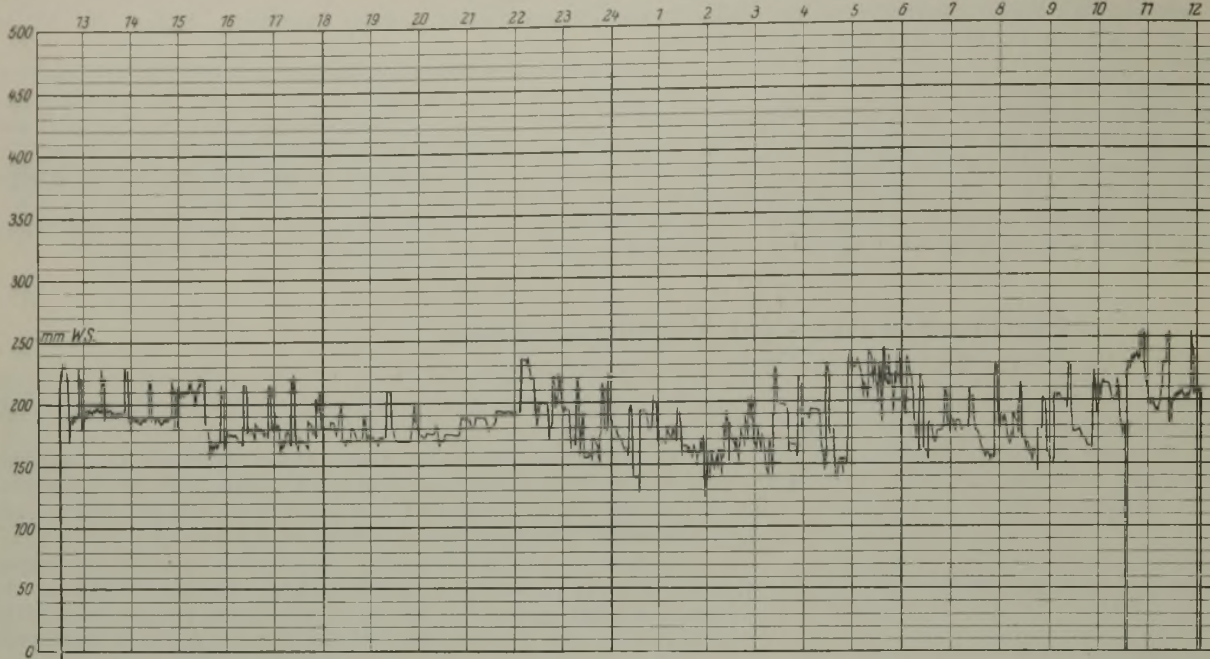


Abb. 4.

Das Dach ist in Eisenkonstruktion ausgeführt; es wird gekrönt durch eine geräumige Laterne, die der Lüftung des Behälters dient und genügend Raum für eine bequeme Innenbefahrung bietet.

Das Fundament besteht aus einem eisenbewehrten Stampfbetonring, der in der Regel mit Erde oder Sand ausgefüllt und mit einer schwachen Gußbetonschicht bedeckt ist. Hierauf ruht, in Teer oder Gußasphalt eingebettet, der 3 bis 5 mm starke Boden. Gegen Schiefstellen infolge von Bergschäden oder sonstigen Bodenbewegungen dienen Einrichtungen, die ein Geradestellen ermöglichen. Gegen Blitzgefahr ist der Behälter durch die gut geerdeten Stiele ausreichend gesichert.

Gegen Überfüllung des Behälters schützen mehrere Ablaufrohre, die nach Erreichen der Füllungs-grenze dem Gas freien Abzug verschaffen.

Vom höchsten Punkte des Treppenschachtes führt ein Laufsteg über das Dach zur Laterne. Der Einstieg in das Behälterinnere geschieht entweder mittels eines sowohl elektrisch als auch von Hand zu betrie-benden Fahrstuhles oder durch eine Doppelleiter. Diese besteht aus zwei in genügendem Abstand einander gegenüberstehenden senkrechten Leitern, an deren mit Gelenken versehenen Holmen senkrecht dazu ineinandergreifende Haken angebracht sind. Auf diese Weise entsteht eine Kastenleiter (Abb. 2), die genügend Schutz gegen Absturzgefahr bietet und ein bequemes Ausruhen mit Rücken-anlehnung in

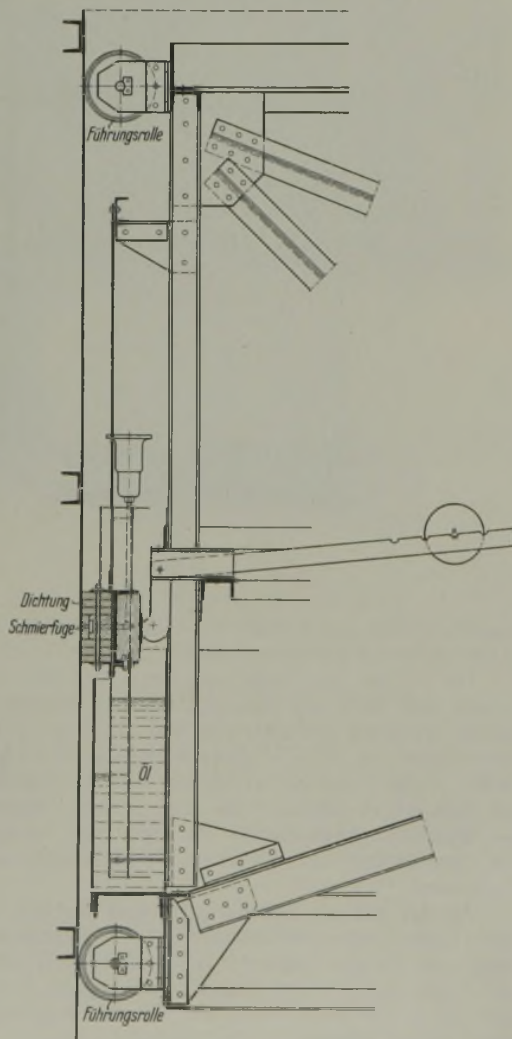


Abb. 3.

jeder Höhe ermöglicht. Die Leiter, die in ihrem tiefsten Punkt in einem Drehzapfen auf dem Kolben befestigt ist, führt in ihren zwei Armen über Rollen durch den Laternen-aufsatz über das Dach hinweg an der äußeren Behälterwand herunter. An jedem äußeren unteren Ende ist zwecks Spannung der Leiter ein Gegengewicht angebracht.

Den Abschluß des Luftraumes gegen den Gasraum bildet eine 3 bis 5 mm starke Glockendecke, deren Nähte gasdicht genietet sind. Sie wird geführt und waagrecht gehalten durch zwei Rollenkränze, deren unterer unmittelbar unterhalb und deren oberer mehrere Meter oberhalb der Glockendecke liegt. Die Rollenkränze erfüllen neben

ihrem eigentlichen Zweck die Aufgabe, die Behälterwand im jeweiligen Glockenstande rund zu erhalten. Die Rollen sind ballig geformt und bestehen aus Holz, so daß niemals Eisen auf Eisen reibt. Durch die Art ihrer Anordnung ist die Glockendecke praktisch als Kolben ausgebildet (Abb. 2).

Der Kolben trägt an seinem äußeren Rande eine mit Öl gefüllte Ringtasse. In sie taucht der unter dem oberen Rollenkranz aufgehängte dehnbare Blechmantel. Diesen umschließt oberhalb der Ringtasse der eigentliche Dichtungsring, der zusammen mit dem ausdehnbaren Blechmantel, den man einen Stahlvorhang nennen könnte, gegen die Behälterwand gepreßt wird und so die Abdichtung des Gasraumes gegen die Außenluft herstellt, während die Öltasse ein Übertreten des Gases nach dem Kolben hin unmöglich macht (Abb. 3). Der Schwerpunkt des Kolbens ist durch das Gewicht der mit Öl gefüllten Ringtasse und das der Gegengewichte tief verlagert, so daß im Zusammenwirken mit dem doppelten Rollenkranz ein Schiefstellen des Kolbens auch bei schwerer einseitiger Belastung nur in zulässigen Grenzen möglich ist.

Das Gas tritt zur Schonung des Fundamentes nicht durch den Boden, sondern seitlich durch die Behälterwand ein. Den jeweiligen Inhalt gibt eine Gasometeruhr an, deren Zeiger durch Seilübertragung betätigt wird.

Der Gasdruck unter der Kolbendecke ist konstant. Der beim auf- und abwärtsgehenden Kolben auftretende Druckunterschied, hervorgerufen durch die Reibung des Dichtungsringes gegen den Behältermantel, beträgt 10 bis 20 mm W.-S.

Zur Erzielung eines bestimmten Gasdruckes wird der Kolben gegebenenfalls mit Betonklötzen belastet.

Die Abdichtung des Kolbens wird durch den stählernen, also gasundurchlässigen, ausdehnbaren Blechring und den von ihm getragenen Packungsring gebildet. Dieser besteht aus mehreren Gewebelagen, die mit einem gasunempfindlichen Gummi aufeinander vulkanisiert sind, so daß die Packung gasdicht ist. Sie wird zur Verminderung der Abnutzung durch Reibung und zur Erzielung eines geschmeidigen Ganges des Kolbens geschmiert (Abb. 3).

Die vorgeschriebenen Gasbehälter arbeiten seit mehr als einem Jahre zur Zufriedenheit. Die Abnahmebedingungen wurden bei allen Behältern erfüllt, und der von der Baufirma garantierte Höchstverlust von 2% für sieben Tage ist bei den bisher angestellten Dichtigkeitsprüfungen unterschritten worden. Ebenso ergaben die von einem Werke monatlang durchgeführten Vergleichsmessungen der zu- und abgeführten Gasmengen eine praktische vollständige Dichtigkeit. Damit ist die Hauptforderung, die an jeden Behälter zu stellen ist, die der Dichtigkeit, erfüllt.

Keinerlei Umstände haben sich bisher aus der Beschaffenheit des Öles, das die Ringtasse füllt, ergeben. Hierfür wird ein billiges Steinkohlenteeröl verwendet, das weder infolge von Witterungseinflüssen noch infolge von Wasserabscheidungen in seiner Funktionsfähigkeit ungünstig beeinflusst worden wäre. Eine Neufüllung scheint für viele Jahre nicht erforderlich zu sein.

Schwieriger war die Auswahl eines geeigneten Schmiermittels für den Dichtungsring. Dieser wurde von der Fachwelt geradezu als Achillesferse des Behälters angesehen, da man in kurzer Zeit eine erhebliche Abnutzung erwartete. Diese Befürchtung hat sich aber als grundlos erwiesen. Das gewählte Gewebe hat sich in der Praxis vielmehr so wider-

standsfähig gezeigt, wie nach den in den Laboratorien durchgeführten chemischen und mechanischen Beanspruchungsproben zu erwarten war.

Dagegen trat zunächst ein anderer Übelstand auf. Es ist ersichtlich, daß bei hochgehendem Kolben eine größere Reibung auftritt als beim Heruntergehen. Diese Druckunterschiede wuchsen nun anfänglich bei einem Behälter auf Zeche Minister Stein erheblich. Es war nämlich das im Versuchsbehälter verwendete Schmiermittel in der Absicht zusammengestellt, vor allem das Gummi des Dichtungsringes zu konservieren. Bei diesem mit gereinigtem Gas beschickten Behälter bewährte sich das gewählte Schmiermittel. Als dieses jedoch bei dem mit ungereinigtem Koksofengas arbeitenden Behälter auf Zeche Minister Stein benutzt wurde, bildeten sich nach kurzer Zeit an der Behälterwand Inkrustierungen, die den reibungslosen Kolbengang erheblich erschwerten und die oben erwähnten Druckschwankungen so steigerten, daß sie im Betrieb unangenehm empfunden wurden. Die seinerzeit auf der Zeche Minister Stein aufgenommenen Druckdiagramme, die in Abb. 4 gezeigt sind, geben Aufschluß darüber.

Hier mußte für Abhilfe gesorgt werden. Dies geschah, da die Konstruktion des Behälters selbst nirgends zu Klagen geführt hatte, durch die Einführung eines neuen Schmiermittels. Nach mehreren Versuchen wählte man anstatt der ursprünglich verwendeten Kombination ein Steinkohlenteerfett. Dieses wird wie das frühere entweder in die Staufferbüchsen des Dichtungsringes eingebracht oder auch einfach auf einen bequem erreichbaren Streifen der Wand gestrichen, von wo es der Kolben in seinem Arbeitsgange über die ganze Höhe des Behälters in dünner Schicht verteilt. Die nach Reinigung der Behälterwand und Einführung dieses Schmiermittels aufgenommenen Druckdiagramme (Abb. 5) ergeben ein einwandfreies Arbeiten des Behälters — ein Beweis, daß kein Konstruktions- oder Gedankenfehler vorlag, und daß die Frage des Schmiermittels nunmehr gelöst ist. An dieser Stelle sei bemerkt, daß bei mit gereinigtem Gas arbeitenden Behältern jede bekannte Art der Schmierung, wie Stauffer- oder Mineralfett angewandt werden kann.

Es ist nun ein großer Vorteil des Behälters, daß, welche Schmiermittel auch verwendet werden, weder im Sommer- noch im Winterbetrieb irgendwelche Störungen auftreten, da jedes derartige Mittel nur in hauchdünner Schicht aufgebracht wird, so daß weder hohe, noch tiefe Temperaturen den Gang des Kolbens beeinflussen.

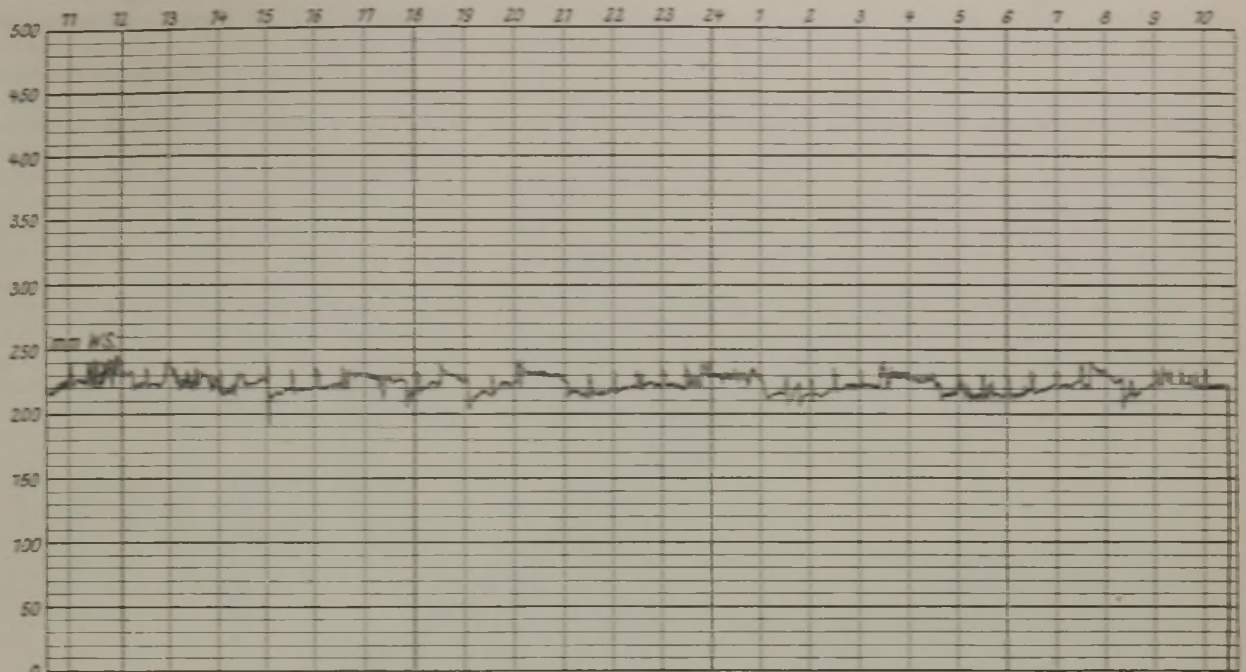


Abb. 5.

Die Betriebsweise des Gasbehälters ist denkbar einfach. Wenngleich er selbst mit einer Maschine verglichen werden kann, so sind doch zu seiner Bedienung keinerlei Hilfsmaschinen nötig. Infolgedessen ist auch die Wartung auf ein Mindestmaß beschränkt.

Daß keine dauernde Betriebskontrolle erforderlich ist, zeigt der Behälter für das Gaswerk Lünen. An diesem Behälter werden etwa alle acht Wochen die Staufferbüchsen neu gefüllt. In der Zwischenzeit werden sie einmal nachgedreht, so daß der Behälter nur alle vier Wochen zu befahren ist. Die Füllung der Staufferbüchsen kann ein Mann in einem Tage erledigen. Für das Nachdrehen der Staufferbüchsen braucht er höchstens einen halben Tag. Gleichzeitig mit dem Nachdrehen der Staufferbüchsen kann derselbe Mann die Gelenke und Lager der Leiter nachsehen und schmieren. Die ganze Wartung an dem Gasbehälter in Lünen erfordert in einem Jahre nicht mehr als neun Schichten.

Andere laufende Kosten für die Betriebskontrolle des Behälters sind nicht vorhanden, da er weder Pumpen, noch Motoren, noch irgendeine Heizung besitzt. Nachdem die Gegengewichte des Dichtungsringes richtig eingestellt sind und der Behältermantel durch mehrmaliges Auf- und Abwärtsbewegen des Kolbens geglättet ist, entfällt jede weitere Wartung. Der Betrieb des Klönne-Behälters ist daher sehr billig, und sein Gang wird weder durch große Hitze noch durch starke Kälte beeinflusst. Das hat sich im vergangenen Winter gezeigt, als eine Kälteperiode eintrat, wie sie in hiesiger Gegend selten vorkommt.

Zusammenfassend glaubt Verfasser sagen zu können, daß der wasserlose Klönne-Gasbehälter besonders wegen seiner geringen Betriebskosten und wegen seiner Betriebssicherheit bei dem Neubau eines Gasbehälters in die engste Wahl zu ziehen ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim.

Redaktionelle Bearbeitung Professor Dr.-Ing. chr. G. Kapsch, München.

Kurze Gesamtbeschreibung des Bauwerks.

Die Rheinbrücke in Köln-Mülheim ist die erste, die das Strombett des Rheins in einer Öffnung überspannt. Die Weite dieser Öffnung von

Tragwerk bildenden Strombrücke überspannt (vgl. Abb. 1). — Die Hauptträger stellen eine durch einen vollwandigen Träger versteifte Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalzug dar. Der Hängegurt wird durch

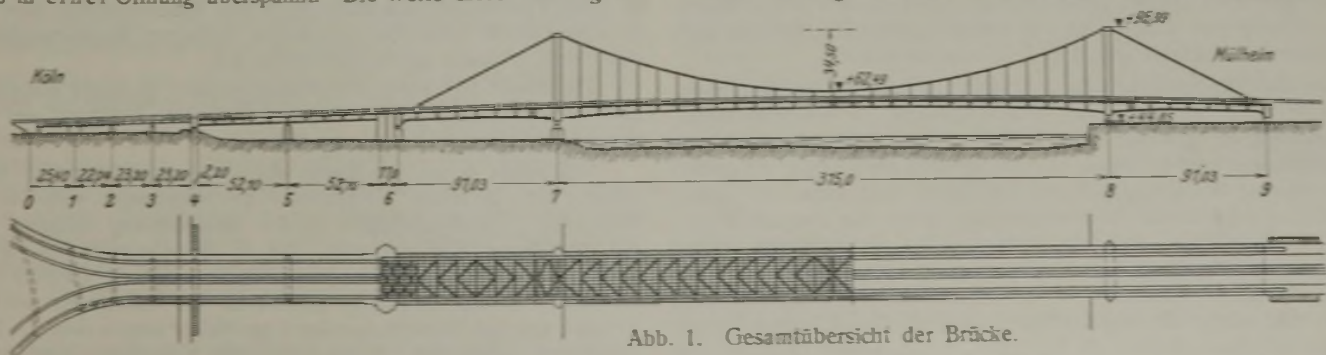


Abb. 1. Gesamtübersicht der Brücke.

Mitte bis Mitte Pfeiler beträgt 315 m. Auf jeder Seite schließt sich eine Nebenöffnung von 91,03 m Stützweite an. Diese drei Öffnungen mit einer Gesamtstützweite von 497,06 m werden von der ein einheitliches

ein Kabel gebildet. Der Versteifungsträger ist nur in der Mittelöffnung in Abständen von 11,13 m an das nach einer Parabel geformte Kabel angehängt, während dieses über den beiden Seitenöffnungen unmittelbar

von den Pylonenköpfen nach den Verankerungspunkten geführt ist. Der Durchhang des Kabels in der Mitte beträgt im theoretischen System 34,5 m.

Zur Gesamterscheinung des Tragwerks der Hauptbrücke nimmt Bau- direktor Abel als künstlerischer Berater bei der Durcharbeitung des Ent- wurfes in nachstehenden Ausführungen Stellung:

„Obwohl Brückenbauten von jeher zu denjenigen Dingen gehören, die in der Baukunst am wenigsten Anlaß zu Experimenten bieten, weil ähnlich wie beim Schiffbau strenge Gesetze einzuhalten sind und daher die Phantasie wenig Spielraum hat, so ist immerhin die Auswahl unter den verschiedenen statisch möglichen Systemen noch groß genug, um eine mehr oder weniger gute Lösung an der jeweiligen Stelle entstehen zu lassen. Man wird aber ganz gemeinhin doch feststellen können, daß wie bei allen Dingen die Natürlichkeit einer Lösung, d. h. ihre Selbst- verständlichkeit, das Erstrebenswerte sein wird. Eine Brücke wird gebaut, um eine Fahr- oder Gehbahn oder beides zu schaffen. Je mehr also

größte Brücke Kölns etwas davon an sich haben muß: schweben und nicht lasten!

Das Zweite ist die Wichtigkeit der Einzelheiten. Diese sind richtig durchgeführt, wenn man sie gar nicht mehr wahrnimmt, d. h. wenn sie einem gar nicht mehr als etwas an sich Sprechendes auffallen. Bei einer richtigen Behandlung der Einzelheiten stützt das Kleine das Große und wird ihm völlig dienstbar. Gerade in dieser Zurückhaltung liegt nicht nur im Eisenbau das Geheimnis der Gestaltung.

Noch ein Wort wäre zu sagen über die Mitarbeit des Architekten beim Brückenbau. Während früher diese Mitarbeit sich auf Nebensachen bezog oder auf die bei früheren Brücken noch vorhandenen Architektur- körper, besteht heute die Beteiligung des Architekten in einer geistigen Zusammenarbeit mit dem Ingenieur. Unsere heutige Entwicklung des Zweckbaues hat hier eine Geistesgemeinschaft geschaffen, die beide Seiten durch gegenseitiges Verstehen einander nähergebracht hat. Es gibt heute keine Grenze mehr, bei der man die Arbeiten von Architekten

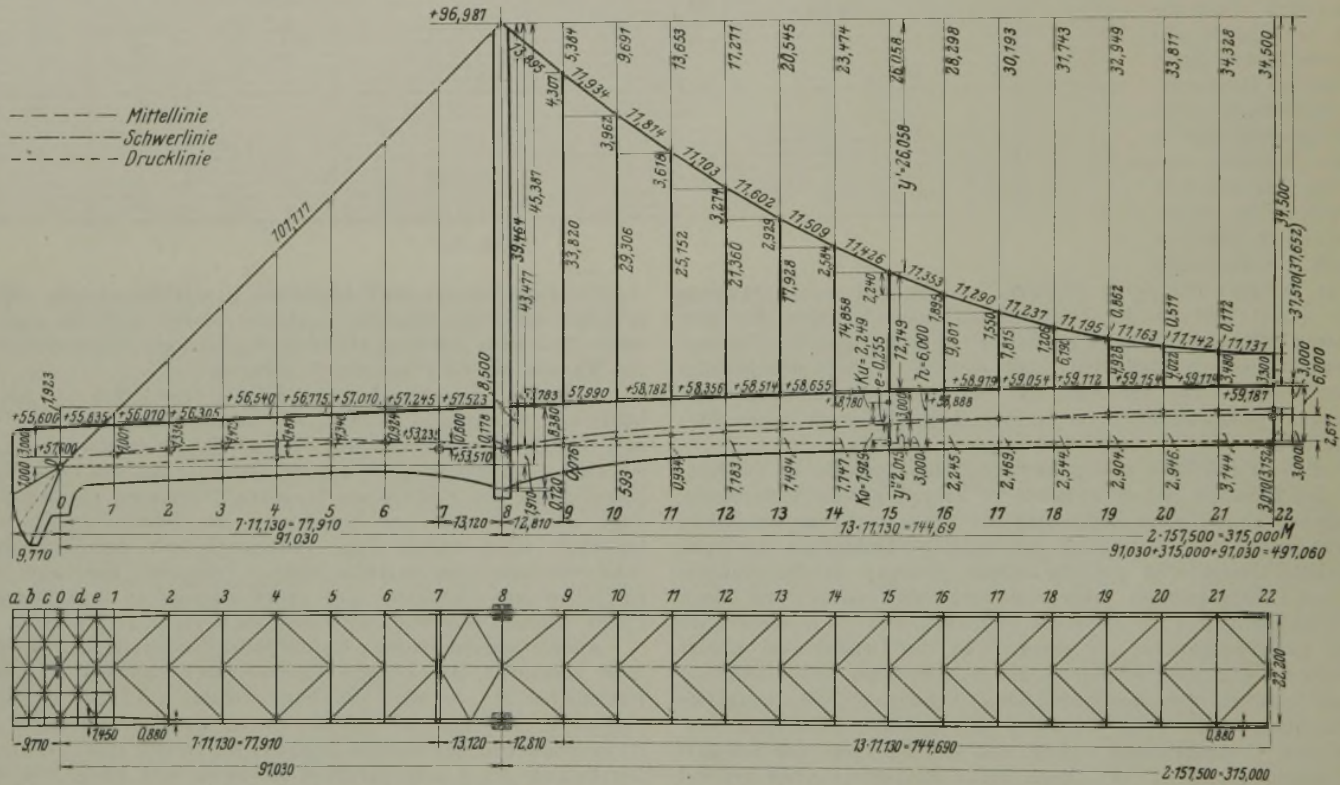


Abb. 2. Geometrisches Netz der Haupttragwand und des Windverbandes der Strombrücke.

diese Elemente als Hauptsache herausgearbeitet werden, desto über- zeugender wird die Brücke sein. Nimmt man dazu als Hauptkennzeichen der Gestaltung unserer heutigen Zeit das Leichte und Dünne, das durch die Hochwertigkeit der Technik erst heute möglich geworden ist, so wird man unschwer zum Ausdruck einer idealen Brücke kommen. In dieser Hinsicht pflegen außerdem die statischen Forderungen den Eindruck der Selbstverständlichkeit viel mehr als anderwärts zu garantieren und sind daher eine weise Beschränkung für den Gestaltungswillen der Erbauer. So wenig wie jedes andere menschlich groß gedachte Werk wird auch eine Brücke nur eine Rechnung sein, denn diese wird immer in ihrer richtigen Anwendung eine Prüfung bleiben oder wissenschaftlich ein Mittel, auf neue Konstruktionssysteme zu kommen. Der Entwurf ist auch bei einer Brücke eine absolut gefühlsmäßige Angelegenheit des richtigen Instinktes. Alle großen Dinge sind aus Instinkt geschaffen worden, auch wenn sie noch so errechnet entstanden zu sein scheinen.

Auf den Fall der Köln-Mülheimer Brücke angewendet, bedeutet dies, daß in erster Linie die Landschaft und Umgebung für das System der Brücke entscheidend gewesen ist. Weiterhin war bestimmend die für Kölner Verhältnisse entscheidende baukünstlerische Einstellung auf große, aber nicht schwere Gestaltung, und die Auffassung, daß Bauten das Ganze durch Zurückhaltung besser unterstützen als durch das Gegenteil. So groß auch der Dom wirkt, man wird immer wieder den Eindruck haben, daß die Zierlichkeit des Details verhindert, von diesem Bauwerk erdrückt zu werden. In dieser Beziehung ist das Detail der Gotik von enormer Wichtigkeit und eigentlich seine größte Eigenart. Es ist immer wieder ein Erlebnis, sich klar darüber zu werden, wie der Kölner Dom bei der enormen Masse doch schwebt und nicht lastet. Der Schlüssel zu der für Köln notwendigen Bauweise wird also immer wieder aus der Stimm- gabel des Doms gefunden werden, und so ist es natürlich, daß auch die

und Ingenieuren klar trennen könnte, und damit nähern wir uns wieder der Auffassung früherer Zeiten.“

Das geometrische Netz der Haupttragwand und des Windverbandes ist in Abb. 2 dargestellt. Die Pylonen sind Pendeljoche, die aus den beiden Pfosten und dem oberen Querriegel bestehen. Infolge der Kugel- lagerung der Fußpunkte stellen diese Pylonenportale Zweigelenrahmen dar. Die Höhe der Pylonen von der Oberkante des Auflagerquaders bis zur theoretischen Kabelachse beträgt 52,132 m. Da die lotrecht stehenden Pylonenpfosten mit der Ebene des Versteifungsträgers zusammenfallen, durchdringt der Versteifungsträger die Pylonenpfosten im unteren Teil. Die Auflager des Versteifungsträgers an dem Pylon ruhen unmittelbar auf den Lagerkörpern der Pylonen.

Um waagerechte Durchbiegungen des Windverbandes ohne Zwängung zu ermöglichen, sind drei von diesen Auflagern längsbeweglich und nur das vierte (stromab auf Kölner Seite) fest.

Das Kabel lagert auf den Pylonenpfosten in festen Kabelsätteln und hält die Pylonen durch die zwischen Kabelsattel, Deckel und Kabel auf- tretende Reibung in ihrer Lage fest.

Das Kabel ist an den Enden des Versteifungsträgers in diesem ver- ankert. Der lotrechten Komponente des Kabelzuges wirkt der Auflager- druck des Versteifungsträgers in der Seitenöffnung entgegen, außerdem ein erhebliches Ballastgewicht, das in der Gegend des Verankerungs- punktes zwischen den Versteifungsträgern unter der Fahrbahn eingebaut ist. Der Rest der lotrechten Seitenkraft des Kabelzuges wird von der Verankerung des Versteifungsträgers im Pfeiler aufgenommen. Die zweite, annähernd waagerechte Komponente des Kabelzuges wird in den Ver- steifungsträger geleitet. Die Schwerachse des Versteifungsträgers weist eine Krümmung nach oben auf, die sich im System in der gleichen Weise auswirkt wie eine Vergrößerung des Pfeiles der Seillinie des Kabels.

Wenn man von den sehr geringen Längenänderungen der Hängestangen und deren Schrägstellung absieht, so müssen sich zwei übereinanderliegende Punkte von Kabel und Versteifungsträger stets um das gleiche Maß durchbiegen. Daraus folgt, daß das System für die Berechnung der waagerechten Komponente H der Kabelkraft und für die Berechnung des Versteifungsträgers durch ein System mit geradem Versteifungsträger und einem Kabel mit entsprechend vergrößertem Durchhang ersetzt werden kann. Mit dem so ermittelten waagerechten Zug H des Kabels sind die Kräfte in den einzelnen Kabelabschnitten, Pylonenpfosten und Hängestangen aus der tatsächlichen Kabelform zu berechnen.

Die Größe der auf die einzelnen Teile der Konstruktion wirkenden Kräfte wird bei der näheren Betrachtung der verschiedenen Bauwerkteile angegeben.

Einen Querschnitt der Brücke gibt Abb. 3. Der Mittenabstand der Haupttragwände ist 22,20 m, die Breite der Fahrbahn zwischen den Bordsteinen 17,20 m. Die lichte Weite der beiderseits der Fahrbahn angeordneten Radfahrwege beträgt normal 1,825 m; sie wird durch die Pylonen auf 1,15 m und an den Brückenenden durch die Verbreiterung der Versteifungsträger (zur Durchführung der Kabel) auf 1,55 m eingeschränkt. Die beiderseits außerhalb der Versteifungsträger angeordneten Fußwege haben eine normale lichte Weite von 3,50 m, die dieselben Einschnürungen erfährt wie die Radfahrwege; sie beträgt an den Pylonen 2,83 m, an den Brückenenden 3,225 m.

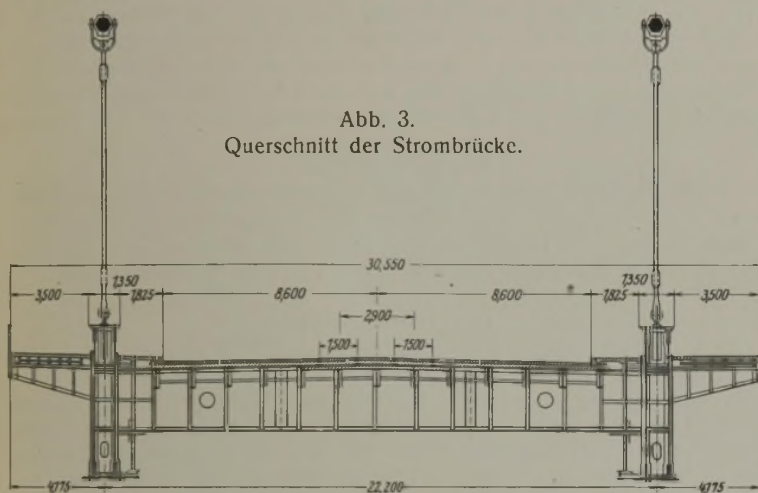


Abb. 3.
Querschnitt der Strombrücke.

Der Fahrhahnrost besteht aus Quer- und Längsträgern. Für die Querträger ist der normale Abstand 11,13 m, in den Feldern neben dem Pylon 13,12 bzw. 12,81 m (vgl. das geometrische Netz, Abb. 2). Die Längsträger der Fahrbahn liegen in Abständen von 1,48 und 1,49 m. Die außerhalb der Hauptträger liegenden Fußwege stützen sich auf Konsolen. Der Windverband ist in der Höhe der Unterkante der normalen Querträger angeordnet.

Für die Höhenlage der Brücke war einerseits die Bedingung maßgebend, daß für die mit zu überbrückende Mülheimer Freiheit eine lichte Höhe von 4,60 m frei gehalten werden mußte, andererseits die Bedingung, daß in der Mitte der Hauptschiffahrtöffnung auf eine Breite von 100 m die Konstruktionsunterkante bei der größten Durchbiegung der Brücke die Kote + 52,12 m NN nicht unterschreiten durfte, entsprechend einer lichten Höhe von 9,10 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande. Das Längsgefälle der Fahrbahn beträgt auf beiden Seiten 1:47,3. Die Unterkante der Brückenkonstruktion an den der Grenze der mittleren 100 m zunächst liegenden Knotenpunkten 17 liegt bei unbelasteter Brücke unter Berücksichtigung einer Überhöhung von 175 mm für Verkehrslast auf Kote + 53,066 m NN. Bei der größten Durchbiegung von 0,897 m geht die Unterkante herunter auf + 52,169 m NN.

Die lichte Höhe ist also um rd. 5 cm größer als die vorgeschriebene, dabei ist auch die Breite dieses Profils noch etwas größer als 100 m, da die Höhenlage für die Fachteilungspunkte 17 und 17 ermittelt wurde, die 11,30 m auseinander liegen. Die Durchbiegung von 0,897 m in Punkt 17 setzt sich zusammen aus 0,781 m Durchbiegung infolge der Verkehrslast und 0,116 m infolge eines Wärmeunterschiedes von 15° zwischen Kabel und Versteifungsträger. Es wurde außerdem die Durchbiegung in der Mitte der Mittelöffnung (Punkt 22) ermittelt. Diese beträgt für Verkehrslast 0,884 m, für ungleichmäßige Wärmeänderung 0,139 m, zusammen 1,023 m.

Die Durchbiegungen für Verkehrslast wurden mit Hilfe von Einflußlinien für die ungünstigste Laststellung ermittelt, und zwar mit einer Verkehrslast von 0,400 t/m² auf der gesamten Brückenfläche, d. h. von 5,570 t/m für jeden Hauptträger.

Im Zusammenhang mit den Durchbiegungen wurde auch die größte Querneigung der Brückenfahrbahn bestimmt, und zwar für Belastung der halben Brückenbreite seitlich der Brückenachse mit 0,4 t/m². Hierbei wird die eine Tragwand mit 4,617 t/m, die andere mit 0,953 t/m belastet. In diesem Zusammenhang ergibt sich eine Querneigung der Fahrbahn von 1:38,2.

Wichtige Formänderungen sind ferner die Längsverschiebungen an den Enden, die für die Übergänge auf die benachbarten, durch Ausgleichen getrennten Bauwerkteile maßgebend sind.

Die Längsverschiebungen setzen sich zusammen aus den Verschiebungen infolge von Wärmeänderungen und den Verschiebungen, die durch Formänderungen infolge der Verkehrslast erzeugt werden. Hierbei sind auch Querschnittsdrehungen des Versteifungsträgers zu berücksichtigen, die eine gewisse Verschiedenheit der Verschiebungen desselben Querschnitts in verschiedener Höhe zur Folge haben. Dabei wurden gleichmäßige Wärmeänderungen (von ± 35°) und ungleichmäßige Wärmeänderungen (mit 15° Unterschied zwischen Kabel und Versteifungsträger) berücksichtigt. Die waagerechten Längsverschiebungen sind am Ende des Versteifungsträgers in Stegblechmitte auf Kölner Seite nach außen 43 mm, nach innen 102 mm, auf Mülheimer Seite nach außen 170 mm, nach innen 195 mm.

An das Ende des Versteifungsträgers schließt sich auf der Mülheimer Seite die Zugangsrampe aus Eisenbeton, auf der Kölner Seite eine Anzahl weiterer Nebenöffnungen an. Es sind dies die Flutbrücken mit zwei Öffnungen von je 52,1 m Stützweite, bis zum Hochwasserdeich reichend, und jenseits des Deiches die Vorlandbrücken mit zwei geraden Öffnungen von je 23,2 m Stützweite und zwei schiefen Öffnungen von i. M. 22,039 m und 26,009 m Stützweite. Durch die Vorlandbrücken werden die Deichstraße und die Hafeneisenbahn überbrückt.

Die gesamte Länge der Brücke zwischen den Stützpunkten auf dem Kölner und Mülheimer Widerlager beträgt rd. 709 m.

Belastungsannahmen.

Ständige Last.

Bei der Ermittlung der bleibenden Belastung der einzelnen Tragwerkteile wurden die folgenden Einheitsgewichte in die Rechnung eingeführt:

1. Weichholzpfaster der Fahrbahn, 10 cm hoch, fertig verlegt und versandt 0,095 t/m²
2. Granitbordsteine der Fahrbahn, 21 cm breit, 26 cm hoch 0,145 t/m
3. Kiesbeton einschließlich Feinzementschicht (für die Fahrbahndecke) 2,250 t/m³
4. Bimsbeton mit Eiseneinlagen (für Decke der Gehwege und Radfahrwege) 1,550 "
5. Gußasphalt 1,500 "
6. 2 Gleise der Straßen- bzw. Vorortbahn, für 1 Gleis 0,125 t/m
7. 1 Wasserrohr von 600 mm lichtigem Durchmesser, gefüllt 0,450 "
8. 1 Gasrohr von 600 mm lichtigem Durchmesser 0,160 "
9. a) 8 Kabel des städtischen Elektrizitätswerkes zusammen 0,100 t/m
- b) 5 Speisekabel und 1 Telephonkabel der Straßenbahn zusammen 0,103 "
- c) 8 Kabel der Reichspostverwaltung zusammen 0,300 "
- d) 1 Kabel der städtischen Feuerwehr 0,002 "
10. Flußstahl, Stahlguß und geschmiedeter Stahl 7,850 t/m³
11. Gußeisen 7,250 "
12. Einzelseil (Durchmesser 80 mm) 0,037 t/m

Verkehrslast.

Bei der statischen Berechnung der Hauptträger und der Fahrbahnkonstruktion wurden die folgenden zufälligen Lasten in Betracht gezogen:

Menschengedränge für die Hauptträger der Strombrücke 0,4 t/m², für die Hauptträger der Flutbrücke wegen der kleineren Stützweite 0,45 t/m². Für die Hauptträger der Vorlandbrücke und für die Fahrbahnanteile der Strombrücke, der Flut- und Vorlandbrücken 0,5 t/m²; für die Belastung der Radfahrwege wurde eine gleichmäßig verteilte Belastung von 0,25 t/m² eingeführt.

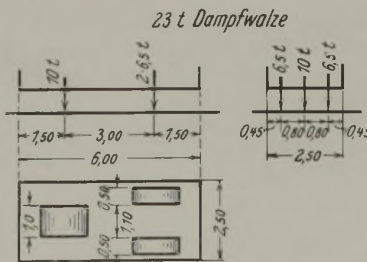


Abb. 4.

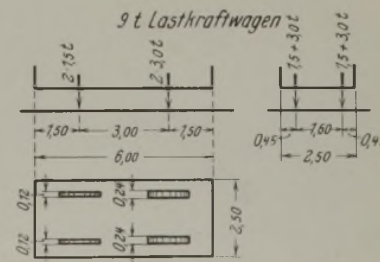


Abb. 5.

Von den auf der Brücke verkehrenden Fahrzeugen kamen in Betracht:

Dampfwalzen im Gesamtgewicht von 23 t (Abb. 4), Lastkraftwagen im Gewicht von 9 t (Abb. 5), Straßenbahnzüge auf beiden Gleisen, bestehend aus einem vierachsigen Triebwagen mit 36 t und zwei vierachsigen An-

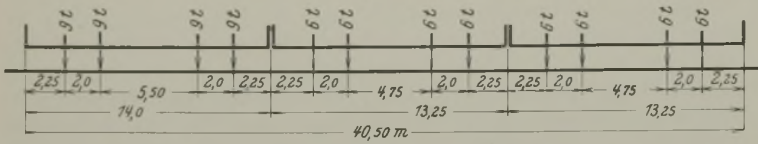


Abb. 6. Straßenbahnzug.

hängewagen mit je 24 t Gewicht (Abb. 6), und als außergewöhnliche Belastung unter Ausschluß jeder anderen gleichzeitigen Verkehrslast ein Transformatorenwagen mit enger Achsstellung und 36,5 t Gesamtgewicht (Abb. 7). Die Dampfwalze und die Lastkraftwagen kamen nebeneinander stehend, aber nicht hintereinander fahrend in Betracht. Schräg- und Quer-

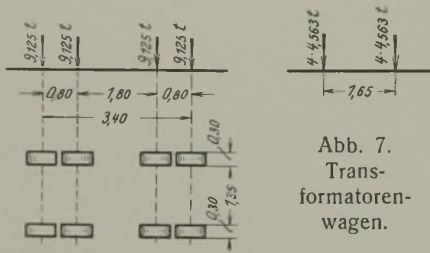


Abb. 7. Transformatorenwagen.

lagen dieser Fahrzeuge wurden ausgeschlossen. Die Straßenbahnzüge wurden in unbeschränkter Anzahl hintereinander fahrend angenommen, entweder in geschlossenem Zuge oder an beliebiger Stelle getrennt. Für die Berechnung der Hauptträger wurde an Stelle der Einzellasten der Straßenbahnzüge eine gleichmäßig verteilte Streckenlast angenommen. Diese Ersatzlast wurde mit 2,075 t/m für ein Gleis in die Rechnung eingeführt. Damit ergibt sich für die Flächeneinheit des von einem Wagenzug bedeckten, 3,10 m breiten Streifens eine Belastung von 0,670 t/m².

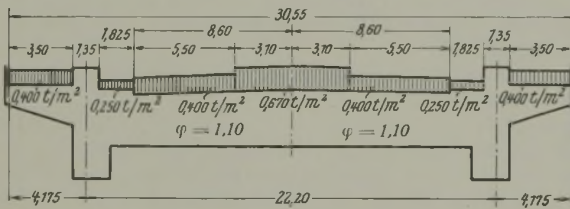


Abb. 8. Verkehrsbelastung der Hauptbrücke.

Bei der Berechnung der Querträger wurde als ungünstigste Belastung die Belastung beider Straßenbahngleise, daneben auf beiden Seiten je eine Dampfwalze und auf dem frei bleibenden Teil Menschengedränge und die Belastung der Radfahrwege in Rechnung gestellt.

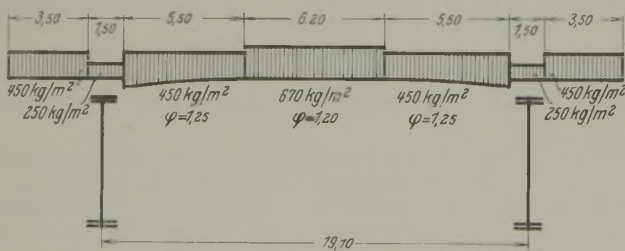


Abb. 9. Verkehrsbelastung der Flutbrücke.

Für die Hauptträger der Strombrücke wurde die gleichmäßig verteilte Verkehrsbelastung in der in Abb. 8 dargestellten Gruppierung der statischen Berechnung zugrunde gelegt. Die Gruppierung der Verkehrsbelastung für die Hauptträger der Flutbrücke zeigt Abb. 9. Bei den Hauptträgern der Vorlandbrücken wurde als Verkehrsbelastung der Straßenbahnzug mit seinen Einzellasten, die Dampfwalze und der Lastkraftwagen in ungünstigster Stellung in die Rechnung eingeführt (Abb. 10).

Die von den Verkehrslasten hervorgerufenen Kraftwirkungen wurden je nach der Stützweite des betreffenden Tragwerkteils mit einer bestimmten Stoßzahl φ multipliziert. Für die Längsträger wurde $\varphi = 1,37$, für die Querträger $\varphi = 1,36$ gesetzt. Die Verkehrslast auf den Fußwegen und

den Radfahrwegen wurde ohne Stoßzahl in Rechnung gestellt. Bei der Berechnung der Hauptträger der Strombrücke wurde auch die Belastung auf den Straßenbahngleisen ohne Stoßzahl eingeführt, da für die Querschnittsbemessung stets Laststellungen maßgebend waren, bei denen eine

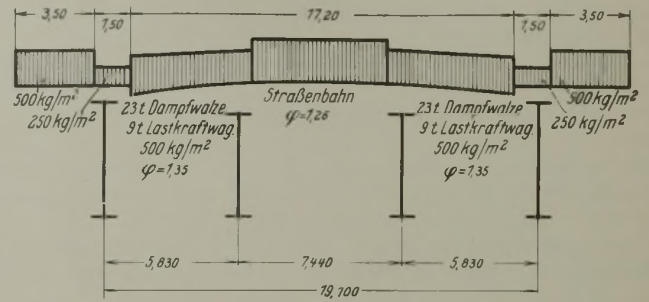


Abb. 10. Verkehrsbelastung der Vorlandbrücken.

größere Anzahl von Zügen unmittelbar aufeinander folgen. Bei einer solchen Laststellung ist aber die gleichzeitige Bewegung mehrerer Züge ausgeschlossen, daher auch eine Stoßwirkung nicht möglich. Dagegen wurde die gleichmäßig verteilte Last auf den Fahrbahnstreifen beiderseits der Straßenbahngleise mit einer Stoßzahl $\varphi = 1,10$ in Rechnung gestellt. Bei den Hauptträgern der Flutbrücke wurde die Verkehrslast auf den Straßenbahngleisen mit einer Stoßzahl $\varphi = 1,20$, bei den Vorlandbrücken mit einer Stoßzahl $\varphi = 1,25$ in die Rechnung eingeführt; für die Verkehrsbelastung auf den Fahrbahnstreifen beiderseits der Straßenbahngleise wurde bei der Flutbrücke $\varphi = 1,25$, bei den Vorlandbrücken $\varphi = 1,35$ gesetzt.

Wärmeänderungen.

Bei gleichmäßiger Erwärmung aller Teile wurden Wärmeschwankungen von 35° C gegenüber der mittleren Aufstellungstemperatur von 10° C angenommen. Bei ungleichmäßiger Erwärmung einzelner Teile des Tragwerks wurde ein Wärmeunterschied von 15° C in Rechnung gestellt.

Zusatzbelastungen.

Als Windbelastung wurde für die belastete Brücke ein Winddruck von 0,150 t/m², für die unbelastete Brücke ein Winddruck von 0,250 t/m² in die Rechnung eingeführt. Für die vom Wind getroffenen Flächen kommt bei der Strombrücke die Umrißfläche des vom Wind unmittelbar getroffenen Versteifungsträgers und das darüber hinausragende Verkehrsband in Betracht, außerdem die Umrißflächen der beiden Tragkabel, der Pylonenpfosten und Hängestangen in beiden Tragwänden. Bei den Flut- und Vorlandbrücken waren für die Bemessung der Anprallflächen für Winddruck die gleichen Grundsätze maßgebend.

Bremskräfte wurden in der Rechnung nicht berücksichtigt, da für die Hauptbelastung immer mehrere hintereinander stehende Züge in Betracht kommen, wobei rasches Fahren und stärkeres Bremsen ausgeschlossen ist.

Als Geländerdruck wurde eine in Holmhöhe wirkende, gleichmäßig verteilte waagerechte Belastung von 0,10 t/m angenommen.

Für den Fall einer besonderen Untersuchung des Einflusses der Reibung an den beweglichen Lagern wurde für gleitende Reibung 0,1 bis 0,2, für rollende Reibung 0,015 bis 0,030 als Reibungsziffer in die Rechnung eingeführt.

Die Werkstoffe der Brücke.

Die einzelnen Tragwerkteile wurden in der Hauptsache aus den im folgenden angegebenen Werkstoffen hergestellt.

1. Tragseile: Gußstahldraht mit einer Mindestbruchfestigkeit — je nach der Lage der Drähte im Seil — von 135 bis 145 kg/mm²;
2. Versteifungsträger: Siliziumbaustahl St Si; neben dem Siliziumbaustahl wurde für einen großen Teil der Konstruktion Unionbaustahl verwendet, der einen geringeren Si-Gehalt aufweist, Zusätze von Chrom und Kupfer enthält und, wie St Si, den Anforderungen von St 52 entspricht;
3. Pylonen: St Si;
4. Hängestangen (Rundeisenstäbe, Augenstäbe, Spannschlösser und Bolzen): geschmiedeter Stahl St C 35 · 61¹⁾;
5. Kableschellen: Stahlgußteile Stg 50 · 81 R; Bolzen: geschmiedeter Stahl St C 35 · 61; Bänder: St Si;
6. Verankerungspendel: St Si;
7. Querträger und Fahrbahnträger: St Si;
8. Belageisen: St 48;
9. Fußwegkonsolen und Geländer: St 37 · 12;

¹⁾ Über die Markenbezeichnung der Werkstoffe vgl. Werkstoffnormen Stahl und Eisen DIN 1600, 1612, 1661, 1681.

10. Windverband: Streben St 37 · 12; Anschlüsse St Si;
11. Lagerkörper, Gelenke und Unterlagplatten unter den Seilköpfen: Stahlguß Stg 50 · 85 R;
12. Seilköpfe, Rollen der beweglichen Lager, Gelenkbolzen und Querbolzen des Verankerungspendels: geschmiedeter Stahl St C 35 · 61;
13. Besichtigungswagenträger: St 48;
14. Besichtigungswagen: St 37 · 12;
15. Flutbrücke: Hauptträger, Querträger und Fahrbahnträger St Si; Fahrbahnrandträger, Fußwegkonstruktion, Geländer, Windverband und Pendelportal St 37 · 12;
16. Vorlandbrücken: Hauptträger St Si, Längsträger St 48, Querträger, Verbände usw. St 37 · 12.

Zulässige Beanspruchungen.

Der Querschnittsbemessung der einzelnen Tragwerkteile des Überbaues der Strom-, Flut- und Vorlandbrücken wurden die in der nebenstehenden Zahlentafel angegebenen zulässigen Beanspruchungen zugrunde gelegt, die sich auf die in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken DIN 1073 angegebenen Werte stützen.

Die zulässige Schubspannung wurde mit dem 0,8fachen, der zulässige Lochleibungsdruck bei Gelenkbolzen mit dem 1,3fachen der zulässigen Zug- und Biegungsspannung festgesetzt.

Die zulässige Scherspannung der Niete und eingepaßten Schrauben mit zylindrischem oder kegelförmigem Schaft wurde mit dem 0,8fachen, ihr Lochleibungsdruck mit dem 2,5fachen Wert der zulässigen Zug- und Biegungsspannung der anzuschließenden Teile begrenzt.

Werkstoff	Beanspruchung auf Zug, Druck und Biegung bei Belastung durch		Beanspruchung auf Druck in den Berührungsflächen von Lagerteilen *) bei Belastung durch	
	Hauptkräfte allein kg/cm ²	Haupt- und Nebenkkräfte kg/cm ²	Hauptkräfte allein kg/cm ²	Haupt- und Nebenkkräfte kg/cm ²
St Si	2100	2400	—	—
St 48	1820	2080	8500	10 000
St 37 · 12	1400	1600	6500	8 000
Stg 50 · 81 R	1800	2000	8500	10 000
St C 35 · 81	2000	2200	9500	12 000

*) Darunter sind nur solche Lagerteile verstanden, die sich im unbelasteten Zustande in einer Linie oder in einem Punkte berühren. Bei Rollen beweglicher Lager, die mehr als zwei Rollen aufweisen, sind diese Beanspruchungen um 1000 kg/cm² ermäßigt.

Die zulässige Zug- und Biegungsspannung der Glieder der Windverbände wurde mit $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$ für St 37 · 12; $\sigma_{zul} = 1560 \text{ kg/cm}^2$ für St 48; $\sigma_{zul} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ für St Si festgesetzt. Sind die Gurtungen dieser Verbände zugleich Glieder der Hauptträger, so gelten für diese Glieder als zulässige Spannungen die Werte der obenstehenden Zahlentafel. Die größte im Kabel vorkommende Spannung beträgt $\sigma = 5007 \text{ kg/cm}^2$; als Elastizitätsmodul des Kabels wurde für den Belastungsbereich, der für die Verkehrslast maßgebend ist, $E = 1600 \text{ t/cm}^2$ in die Rechnung eingeführt. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Rheinbrücke Düsseldorf—Neuß.

Während die Stadt Köln bereits zwei Straßenbrücken und eine auch von Fußgängern benutzte Eisenbahnbrücke über den Rhein besaß, diente in Düsseldorf bisher eine einzige Brücke der Verbindung der rechts- und linksrheinischen Stadtteile, ja des ganzen dicht besiedelten Bergischen Landes mit dem Industriegebiet am linken Niederrhein.

Schon Jahre vor dem Kriege war hier der Bau einer weiteren Straßenbrücke geplant; doch konnte man sich nach der Inflation, als die alte, die „Oberkasseler Brücke“ bei der ständig steigenden Benutzung den Anforderungen des Verkehrs in keiner Weise mehr gewachsen war, zunächst doch nur zu ihrer Verbreiterung von 14,2 m auf 26,6 m entschließen, die auch trotz der Erschwernisse durch die Besatzung noch in den Jahren 1925/26 durchgeführt wurde. Dies konnte aber nur Notbehelf bleiben — war doch die Verkehrsziffer von 298 000 Fahrzeugen im Jahre 1913 auf rd. 1 070 000 im Jahre 1926 gestiegen; inzwischen hat sich die Zahl innerhalb von zwei Jahren verdoppelt! Im August 1926 war dann der Plan zum Bau der zweiten Brücke so weit gereift, daß man zur Entscheidung über das zu wählende Brückensystem schritt und im Oktober nach Erlangung der Zustimmung aller beteiligten Behörden — vor allem auch der Internationalen Zentralkommission für die Rheinschifffahrt in Straßburg — in der Stadtverordnetenversammlung den entscheidenden Beschluß zur Ausführung fassen konnte. Die Rheinische Bahngesellschaft AG. in Düsseldorf wurde mit der Finanzierung und Durchführung des Baues beauftragt.

Die neue Rheinbrücke (Abb. 1, 2 u. 3) erhielt von vornherein eine Breite von 30,5 m. In der Mitte liegt der 6,9 m breite Straßenbahnkörper, erhöht, Richtungsverkehr erzwingend. Beiderseits schließen sich je eine 6 m breite Fahrbahn und weiter die Radfahrstreifen und Fußgängerwege an, letztere beiden auf der Brücke selbst durch Geländer und auf den Rampen und Zufahrtstraßen durch hohe Bordsteinkanten getrennt. Die Gesamtlänge von 780 m war bedingt durch die Lage der Hochwasserdeiche auf beiden Ufern, die als Verkehrswege benutzt und daher auch noch überbrückt werden mußten. Da bei dem vorgefundenen günstigen Bau-

grund mit Pfeilern nicht gespart zu werden brauchte, konnten je drei Vorlandöffnungen von rd. 47 bis 58 m gewählt werden, an die sich die beiden rd. 24 m langen Deichbrücken anschließen. Die eigentliche Strombrücke erhielt eine mittlere Hauptstromöffnung von 206 m und zwei Nebenstromöffnungen von je 103 m und ist als Fachwerkbalken mit Hängergurt ausgebildet. Die innere Austeilung geschah so, daß zwei äußere Träger von je 160,64 m Länge = 14 Felder mit je 57,64 m = 5 Felder in die Hauptöffnung vorkragen; für den eingehängten Koppelträger bleiben somit zwischen den Gelenken 90,72 m = 8 Felder. Die Kragträger haben unter den Pylonen ihre festen Lager, die bei voller Belastung und Wind je 5279 t aufzunehmen haben; die beweglichen Lager sind als Rollenlager mit zwei Walzen von 45 cm Durchm. ausgebildet und liegen unter den Endständern. Gleichzeitig dienen diese Lager als festes Lager des benachbarten Koppelträgers der Flutbrücke. Zu diesem Zwecke trägt der Lageroberteil der Strombrücke einen Kippzapfen, auf dem der Hauptträger der Flutbrücke, der in den geschlitzten, nach unten verlängerten Endständer eingeführt ist, ruht. Dadurch ist eine Verankerung der Strombrücke, die zur Aufnahme der negativen Auflagerdrücke bei voller Verkehrslast in Brückenmitte notwendig gewesen wäre, entbehrlich geworden. Bemerkenswert ist das Fehlen eines oberen Windverbandes; als einzige seitliche Versteifung über der Fahrbahn dienen die beiden Portalriegel. Dies wurde ermöglicht durch die starke Rahmenwirkung der besonders steif mit den Querträgern verbundenen Ständer und erleichtert durch den Umstand, daß der Obergurt in den Kragträgern fast durchweg gezogen ist. Die höchsten Spitzen der Brücke über den Pylonen liegen 30 m über dem Untergurt und 45 m über dem Mittelwasserspiegel. Die Endposten sind 14 m hoch. Entworfen ist die Strombrücke von der Firma Hein, Lehmann & Co. AG., Düsseldorf, der auch die Lieferung und Montage der rechten Strombrückenhälfte zufiel. Generalunternehmer für die gesamten Stahlüberbauten war die Vereinigte Stahlwerke AG., Abteilung Dortmund und Union, die selbst Lieferung und Montage der linken Strombrückenhälfte sowie der Flut- und Deichbrücken übernommen hatte; von



Abb. 1.

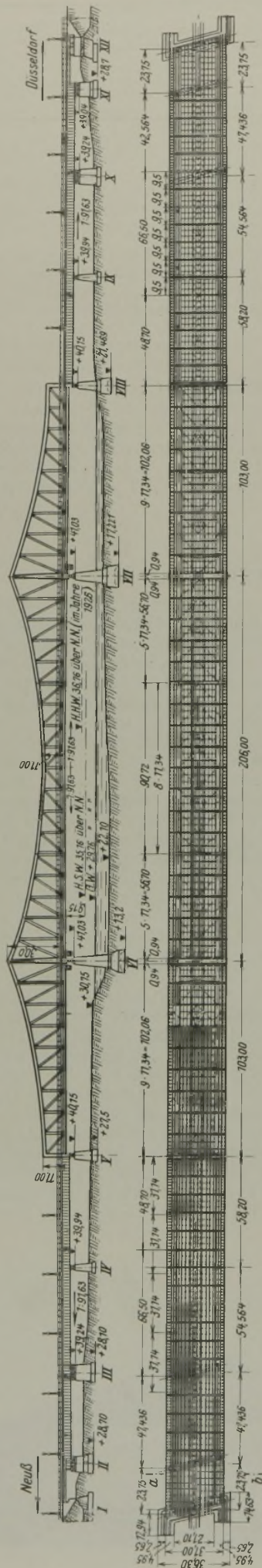


Abb. 2. Längsschnitt und Grundriß.

ihr stammt auch der Entwurf der Flutbrücken, die aus ästhetischen Gründen und, wie sich zeigte, durchaus wirtschaftlich als vollwandige Blechträger ausgebildet sind. Die Lieferung der Deichbrücken wurde an die Firma Eisenbau Bleichert G. m. b. H., Neuß, weitergegeben.

Die 12 Pfeiler wurden paarweise von sechs Düsseldorfer und Neußer Baufirmen erstellt: Heinrich Rennert, Carl Brandt, Philipp Holzmann AG., Dyckerhoff & Widmann AG., Ernst Sandvoß AG., Heinrich Redemann. Durch diese weitgehende Verteilung war es möglich, trotz erheblicher Erschwerungen infolge mehrerer Hochwässer sämtliche Pfeiler einschließlich der drei mit Luftdruck gegründeten Strompfeiler in der Zeit vom 1. Juni bis Ende des Jahres 1927 zu vollenden. Von den vier Pfeilern der Strombrücke kam der äußerste linke so weit in das Vorland zu stehen, daß er wie die Landpfeiler in offener Baugrube hergestellt werden konnte. Der äußerste rechte steht in der Uferböschung und wurde daher mittels Senkkasten gegründet, der jedoch auf künstlich geschütteter Kieshalbinsel errichtet werden konnte. Für die beiden Pylonenpfeiler jedoch wurden die Senkkasten selbstschwimmend ausgebildet und auf den Werften der Firmen Dyckerhoff & Widmann und Philipp Holzmann in Neuß bzw. Duisburg gebaut. Der Arbeitsraum der Senkkasten war 38 m lang und 12 m breit bei einer Höhe von 2 m. Alle Pfeiler erhielten die gleiche schlichte, von jeder Ausladung freie und daher äußerst schlank wirkende Form. Die obere Breite beträgt bei den Landpfeilern 2,5 m und bei den Strompfeilern 4 m. Sie sind mit Basaltlava verkleidet und dunkel verputzt.

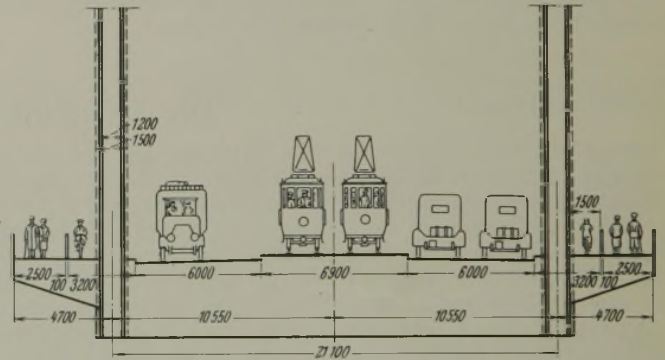


Abb. 3. Querschnitt.

Der gesamte erforderliche Betonkies — 35 000 m³ — konnte bei der von der Rheinstrombauverwaltung verlangten Profilerweiterung des Stromes gewonnen werden. Die überschüssigen 70 000 m³ Kies dienten zusammen mit dem bei der ebenfalls verlangten Erweiterung des Hochwasserprofils gewonnenen Material zur Schüttung der beiderseitigen Brückenrampen und der Zufahrtstraßen von Neuß. Einschließlich der Zufahrtstraßen vom Düsseldorfer Südfriedhof wurde eine Erdbewegung von über ³/₄ Mill. m³ erforderlich. Das Gewicht der Stahlüberbauten beträgt über 12 700 t. Es wurde dabei mit geringen Ausnahmen (Geländer und Schwellenträger) nur hochsilizierter Stahl verwendet, wobei man während des Baues nach den bei der Herstellung schwerer Profile gemachten Erfahrungen von dem ursprünglich allein vorgesehenen Siliziumbaustahl zu dem bis dahin noch nicht bekannten Unionbaustahl überging.

Nach der bereits erwähnten termingemäßen Vollendung der Pfeiler war im Frühjahr 1928 mit der Aufstellung der Stahlüberbauten begonnen worden. Im Herbst trat bereits der erste unerwartete Zwischenfall ein: der Lohnkampf in der Schwerindustrie. Als man im Winter — schließlich doch eher als zu befürchten gewesen — wieder mit aller Kraft bei der Arbeit war, trat unerwartet der Kälteeinbruch ein, der für lange Monate den Abtransport der Konstruktionsteile aus Dortmund vollständig zum Stillstande brachte, da sie wegen ihrer ungewöhnlichen Abmessungen nur auf dem Wasserwege herangebracht werden konnten.

Nach Abgang des Rheineises ist dann aber die Montage von Tag zu Tag sichtbar fortgeschritten; in 48 Arbeitstagen sind rd. 3735 t Stahl eingebaut und größtenteils abgenietet worden. Durch dieses gewaltige Tempo wurde die ganze verlorene Zeit wieder eingeholt, ja überholt. Die Übergabe der fertigen Brücke im Oktober 1929 bedeutet eine Unterschreitung des gesetzten Termins um ein volles halbes Jahr.

Eine ausführliche Würdigung der „Brücke“ bleibt einem weiteren Aufsatz vorbehalten.

G. z. N.

INHALT: Zum 25-jährigen Bestehen des Deutschen Stahlbau Verbandes. — Die neue viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg. — Bahnsteighalle Sao Paulo. — Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam. — Fördergerüst für den Kaltschacht „Nives“, Spanien. — Der Neubau der „Hohen Brücke“ über den Elbingfluß in Elbing. — Ein neuer wasserloser Kolben- gasbehälter. — Die neue Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. — Die Rheinbrücke Düsseldorf-Neuß.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

Der Bau eines Hauptsammelkanals mit Bahnunterkreuzung in München.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtoberbaurat E. Stecher, München.

Um das nach dem Mischsystem eingerichtete Münchener Kanalnetz in weiter entlegene Stadtbezirke auszudehnen, sind größere, tiefliegende Hauptsammler notwendig. Der Stadtrat hat daher im Jahre 1927 ein auf drei Jahre bemessenes Sonderbauprogramm mit einem Aufwande von jährlich 1,5 Mill. R.-M. neben dem laufenden Netzausbau in Angriff genommen, das in der Hauptsache für die raschere Förderung der großen Hauptsammelkanalbauten bestimmt ist.

Einer dieser Hauptsammelkanäle mußte vom Stadtteil Neu-Wittelsbach aus, der Geländeneigung entgegen, zum äußeren Westendviertel (Abb. 1) vorgetrieben werden. Er dient der Erschließung dieses Viertels, in dem große Baublöcke, zum Teil seit längerer Zeit, vorhanden sind und weiter entstehen. Ferner wird er die Kanäle der östlich angrenzenden, bereits entwässerten Gebiete des inneren Westendviertels, die überlastet sind, entlasten. Namentlich wird er aber die unzureichende Entwässerung der Straßenunterführungen unter den durch das Westendviertel verlaufenden Eisenbahnlinien durch einige noch auszuführende Anschlußstrecken verbessern, so daß die dort bei starken Gewittern vorkommenden Straßenüberflutungen aufhören werden. Endlich wird er der Entwässerung eines im äußeren Westendviertel geplanten, künftigen Straßenbahnhofs Vorfluter sein. Der Hauptsammler wurde in den Jahren 1927 und 1928 erbaut, zugleich wurde eine Reihe kleinerer Nebenkanäle zu bebauten Straßen hinausgeführt. Der Bau der letzteren vollzog sich in allgemein üblicher Weise. Der Bau des Hauptsammelkanals selbst brachte eine interessante Unterkreuzung der Eisenbahnanlagen vor dem Hauptbahnhof und außerdem einen teilweise ziemlich schwierigen Stollenbau, er soll deshalb im nachfolgenden kurz beschrieben werden. Der Entwurf, die Durchführung der Arbeitsvergebung, die Absteckung und die Leitung der Ausführung oblagen dem städtischen Tiefbauamt, Abteilung für Kanalisation.

Der Hauptsammler folgt, in Neu-Wittelsbach an einen vorhandenen Hauptkanal anschließend, auf einer kurzen Strecke der bestehenden Nibelungenstraße nach Westen und biegt alsbald nach Süden um in die künftige Hubertusstraße, in der er bis zur Nordrampe der Friedenheimer Straßenbrücke, die die Reichsbahnanlagen in nordsüdlicher Richtung überquert, verbleibt. Diese Teilstrecke war als erstes Baulos an die Firma Edwards & Hummel — Alfred Kunz, München, vergeben und wurde in der Zeit vom 3. Februar 1927 bis 2. September 1927 hergestellt.

Anschließend unterfährt der Kanal die Brückenrampe in einem kurzen Tunnel und verläuft längs der Westseite der Brücke unter den Eisenbahnanlagen hindurch. Die Unterkreuzung der in sehr verschiedenen Höhenlagen zum Hauptbahnhof zusammenführenden Gleisanlagen mußte zum Teil in Stollenbauweise ausgeführt werden. Auch

dieses zweite Baulos war der Firma Edwards & Hummel — Alfred Kunz, München, übertragen.

Die Bauzeit erstreckte sich vom 14. September 1927 bis zum 12. Januar 1928.

Südlich der Eisenbahnanlagen biegt der Kanal nach Südwesten um und folgt dem Zuge der Eisenheimer Straße bis zur Westendstraße. Die Unterkreuzung der Bahnanlagen und die Rücksichtnahme auf die Entwässerung der Straßenunterfahrten machten eine ziemlich bedeutende Tiefenlage des ganzen Sammlers notwendig. In der Eisenheimer Straße liegt zwischen Landsberger und Agnes-Bernauer-Straße die zweigleisige Straßenbahn nach Pasing. Nächst der Agnes-Bernauer-Straße befindet sich ein Schleifengleis, in dem weiter anschließenden Teile der Eisenheimer Straße ein Hinterstellgleis der Straßenbahn. Zwischen Agnes-Bernauer- und Valpichler Straße stehen mehrstöckige Häuser, deren Fundamente bei Ausführung des Kanals in offener Baugrube noch in das sich bildende Bruchprisma gefallen wären. Südlich der Valpichler Straße ist die Eisenheimer Straße überhaupt noch nicht aufgemacht. Dort befinden sich sehr umfangreiche Holzlagerplätze und Sägewerke mit Gleisanschlüssen. Alle diese Umstände zwangen dazu, fast den ganzen Kanal der Eisenheimer Straße zu tunnelieren. Es waren zwei Baulose gebildet worden, die der Firma Ph. Holzmann A.-G., München, übertragen waren und in der Zeit vom 5. März 1928 bis 20. Februar 1929 zur Ausführung kamen.

Die Längen, die Lichtweiten und die Sohlengefälle des Sammlers sind folgende:

Los	Strecke	Lichthöhe × Lichtweite	Länge	Sohlengefälle
Los 1.	Nibelungen-Hubertus Straße	2,60 × 2,00 m	952 m	1 : 262
Los 2.	Bahnkreuzung	2,60 × 2,00 m	486 m	1 : 265
Los 3.	Eisenheimer Str. erster Teil	2,40 × 1,90 m	431 m	1 : 700
Los 4.	Eisenheimer Str. zweiter Teil	2,40 × 1,90 m	389 m	1 : 700

Die Gesamtlänge des Hauptsammlers ist demnach 2258 m.

Die mittlere Tiefenlage von Gelände bis Bauwerkunterkante beträgt in der Nibelungen-Hubertus-Straße rd. 7 m, innerhalb der Bahnanlagen schwankt sie von 5 bis 10 m, in der Eisenheimer Straße ist sie rd. 9 m. Der Untergrund bestand durchweg aus mehr oder minder sandhaltigem Kies, im ersten Los war Grundwasser vorhanden.

Der Kanal ist als Eiprofil gestaltet. Er fördert in der Nibelungenstraße bei ganzer Füllung rd. 14 m³/sek, an der Westendstraße 8 m³/sek. Die Brauchwassermenge ist an den genannten Stellen zu rd. 0,25 m³/sek bzw. rd. 0,15 m³/sek berechnet worden. Für die Ermittlung der Gesamtbeanspruchung wurde ein Verzögerungsplan angewendet, die Grundlagen



Abb. 1.

hierfür waren 125 l/sek Regenfall je ha und 15 min Niederschlagsdauer. Die Brauchwassermenge in diesem Hauptkanal ist bei vollem Ausbau des Gebietes schon so groß, daß man das Sohlengewölbe etwas flacher als das Deckgewölbe ausführen konnte. Anfänglich wird vermehrte Spülung der oberen Endstrecke des Kanals vielleicht notwendig. Das Eiprofil hat also die Spitze oben, was aus statischen Gründen erwünscht ist. Das Deckgewölbe ist aber, um die Fördermenge bei Regen zu vergrößern, ebenfalls etwas weit ausgebildet worden. In Abb. 2 ist als Beispiel der Querschnittausbildung das Profil des Kanals der Eisenheimer Straße für offene Bauweise und für Tunnelbauweise dargestellt. Der Kanal ist in Stampfbeton im Mischungsverhältnis 1:3:5 erstellt worden, da man das erforderliche Kiessandgemisch, wie vielfach in München, in geeigneter Zusammensetzung aus der Baugrube selbst gewinnen und zum großen Teil ohne vorheriges Waschen verwenden konnte. Die Kanalsohle wurde mit einer in Quarzsandmörtel 1:2 verlegten Rollschicht aus hartgebrannten Klinkersteinen verkleidet. Die inneren Seitenwänden

mit Rundeisen bewehrt, das Deckgewölbe außerdem im Mischungsverhältnis 1:2:4 betoniert. Soweit nur eine geringe Erdüberdeckung vorhanden war, wurde statt der Bockhaut des Gewölberückens zum besseren Schutz gegen Tagwasser ein wasserdichter Verputz aufgebracht. Die Mörtelmischungen sind in Abb. 2 angegeben. Für die Anschlüsse sind Steinzeugrohre, in der Regel mit 0,20 m Lichtweite, in die Kanalwänden einbetoniert worden. Zu den Bauten wurde im ersten Los Hohofenzement, Marke Schalke, im übrigen Portlandzemente und in den Tunnelstrecken hochwertiger Zement verwendet.

Das erste Baulos, Nibelungen-Hubertus-Straße, wurde in offener Baugrube mit senkrechten Seitenwänden ausgeführt. Die Baugrubenwände waren mit waagerechten, 6 cm starken und 4 m langen, in der Mitte und an den Enden abgesteiften Bohlen verschalt. Zur Entfernung des in geringer Menge angeschnittenen Grundwassers wurden unter der Mitte der Kanalsohle 0,20 m weite Drainageleitungen aus Zementrohren verlegt. Sie führten zu Pumpensümpfen, die neben der Baugrube niedergebracht waren. Das Grundwasser wurde mittels Zentrifugalpumpen in den bestehenden Kanal gehoben. Der vom Kanal verdrängte, überschüssige Aushub konnte zum großen Teil als Auffüllung des Straßendamms für die künftige Hubertusstraße an Ort und Stelle verwendet werden. Weiteres Aushubmaterial wurde für die spätere Straßenwalzung deponiert. Die Arbeiterzahl betrug bei Vollbetrieb 140 bis 150 Mann. Folgende Fördergeräte waren eingesetzt: zwei Greifbagger mit Dampftrieb und ein elektrischer Aufzugkran, der eiserne, von Hand zu füllende Kübel mit 750 l Inhalt aus der Tiefe der Baugrube hob; ferner zwei Dampflokomotiven, eine Benzollokomotive, 30 Muldenkipper und 1500 m Gleis mit 0,60 m Spurweite. Eine zentrale, elektrisch angetriebene Betonbereitungsanlage war aufgestellt.

Der Baubetrieb des zweiten Loses, der Bahnkreuzung, machte eingehende Vorverhandlungen und genaue Vereinbarungen mit der Reichsbahndirektion München nötig. Durch deren verständnisvolles Entgegenkommen wurde das Bauvorhaben wesentlich gefördert. In Abb. 3 ist der Längsschnitt des Loses gezeichnet. Die Strecken b-c (22 m) und d-e' (72 m) wurden in Tunnelbauweise vorgetrieben. Angriffspunkte waren bei c und bei d, die Stollen wurden also nur von einer Seite her in Angriff genommen. Im übrigen wurde mit offener Baugrube bei senkrechten, verschalteten Grubenwänden gearbeitet. Auf Strecke c-d wurden die die Kanalrichtung noch überquerenden Enden von 17 Abstellgleisen samt Prellböcken auf die Dauer der Bauarbeiten entfernt, um einen etwa 20 m breiten Baustreifen zu erhalten. Eine behelfmäßige Laderampe zum Umladen überschüssigen Aushubs auf Eisenbahnfahrzeuge wurde am nördlichsten Gleis errichtet. Die Gleise zwischen e' und f mußten in Betrieb bleiben. Sie wurden in den Zuggausen durch gekuppelte I-Träger, NP 50, unterfangen. Die Arbeit unter diesen Gleisen war bei der geringen Überdeckung des Kanals recht umständlich. Schon vor Baubeginn war südlich von Punkt e' ein größeres Kohlenlager der Reichsbahn durch sofortigen Verbrauch der Vorräte freigemacht worden, um auch hier einen Werkplatz zu schaffen. Ebenso wurden auf Strecke g-f zur Gewinnung einer Arbeitsfläche die dort bestehenden Beamtengärten auf Baudauer geräumt. Auf die verschiedenen Masten der elektrischen Fahrleitungen, der Licht- und Signalanlagen war schon bei der Trassierung des Kanals Rücksicht genommen worden, um Änderungen an diesen Vorrichtungen möglichst zu vermeiden. Für den Fall, daß Grundwasserförderung notwendig geworden wäre, war eine eigene Ableitung zwischen den Gleisen

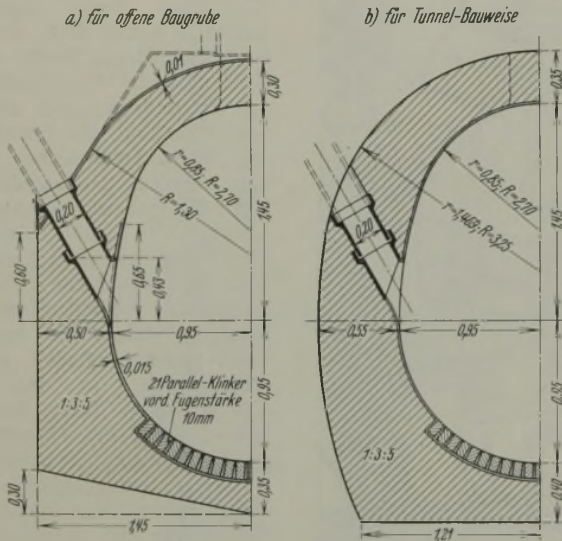


Abb. 2.

wurden durch einen wasserdichten Verputz, der in drei Lagen aufzubringen war, geschützt. Die senkrechte Außenseite der Wänden mußte bei Ausführung in offener Bauweise an das gewachsene Land anbetoniert werden. Das Deckgewölbe erhielt bei offener Baugrube im Innern lediglich einen feineren Vorsatzbeton, außen einen Mörtelüberzug 1:2,5 (Bockhaut). Bei Ausführung in Tunnelbauweise war die Außenleibung nicht zugänglich. Daher wurde die Innenleibung über der Klinkersohle ringsum mit wasserdichtem Putz versehen, der Vorsatzbeton fiel natürlich weg. Etwas abweichend ist der Kanalkörper auf Grund der Standfestigkeitsuntersuchungen unter den Eisenbahnanlagen gestaltet worden. Um ein stärkeres, einheitliches Betonsohlengewölbe zu erhalten, ohne mehr Aushub zu bekommen, wurde die Klinkerrollschicht durch Beton ersetzt, auf den ein 1,5 cm starker Stahlbetonputz aufgebracht wurde. Auf den besonders stark beanspruchten Strecken wurden Sohlen- und Deckgewölbe noch

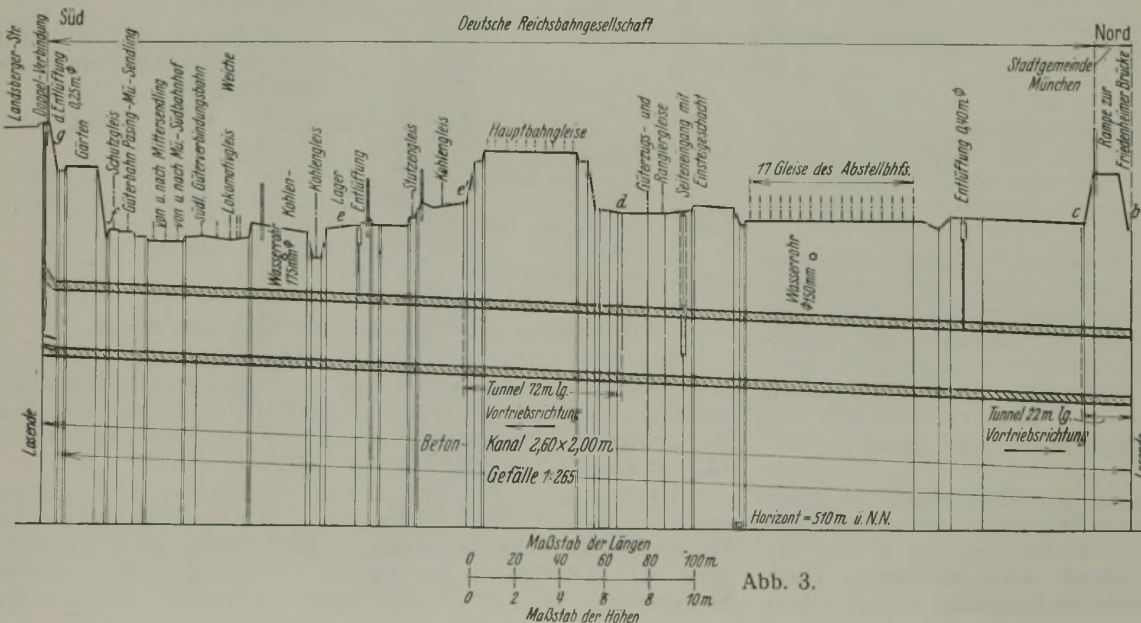


Abb. 3.

und Anlage eines besonderen Versitzschachtes in größerer Entfernung von der Baugrube, etwa in Höhe von Punkt e, vorgesehen. Diese Vorkehrungen konnten aber wegfallen, da das Grundwasser infolge der Trockenheit sank und gerade unter der Bausohle verblieb. Zwischen den Gleisen des südlichen Abschnitts e'-f wurden schmale, langgestreckte Aushublagerplätze angeordnet (Abb. 4). Zwei Gleisstützen wurden dort für Geräte- und Baustoffverkehr sowie für Abfuhr überschüssigen Baugrubenaushubs freigegeben. Der überschüssige Aushub wurde auf Eisenbahnfahrzeugen zu einer bahneigenen, 1 km entfernten Füllgrube verfrachtet. An den beiden Rampen der Friedenheimer Brücke wurden Abstiege für die Arbeiter und Rutschen für Baustoffe, die mit Fuhrwerk ankamen, errichtet. Der Baustrom wurde zugeführt durch ein Kabel,



Abb. 4. Offene Kanal-Baugrube unter den in Betrieb befindlichen Eisenbahnanlagen.



Abb. 6. Stollenvortrieb unter den Eisenbahnanlagen (Bauart Kunz D. R. P.).

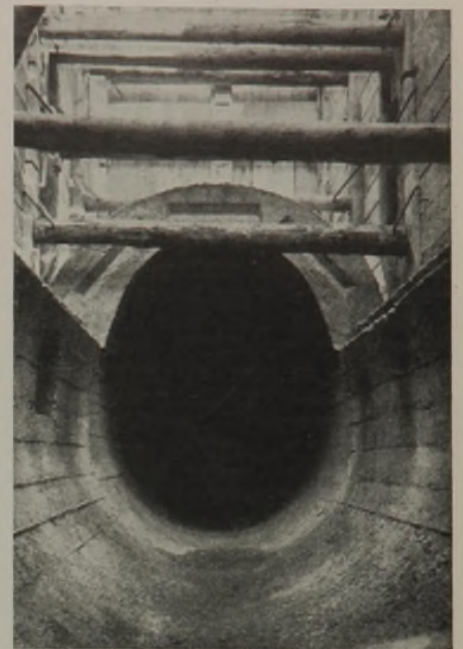


Abb. 7. Fertiger Betonkörper des Kanals unter den Eisenbahnanlagen vor Einbringung der Stahlbetonsohle und des Innenputzes.

Bretter-Umkleidung geschützt, verlegt war. Die Baustellen im Bahngelände waren selbstverständlich sorgfältig abgesperrt. Ein eigener Überwachungsdiens war angesichts des sehr lebhaften Zug- und Lokomotivverkehrs über die Baustelle von der Bahnverwaltung gestellt worden.

Der Vortrieb in den Tunnelstrecken geschah nach der durch Reichspatent geschützten Kunzschens Bauweise. Eine Konstruktionszeichnung des Querschnitts des Vortriebs bringt Abb. 5. Wie häufig bei Kanalisations-Stollenbauten werden auch hier über einen eisernen, auf einer hölzernen Schwelle fußenden Ring zugeschrägte Vortriebspfähle in das Erdreich eingetrieben, die an ihrem hinteren Ende durch Holzkeile gegen den Eisenring und die Vorderenden der vorhergehenden Pfählsreihe gestützt werden. Die Ringe wurden in Abständen von 1,05 m aufgestellt. Zugleich mit dem jeweils im First des Ausbruchquerschnitts beginnenden Vortrieb einer Pfählsreihe wird, von oben nach unten fortschreitend, die Brustverschalung bis gegen das Ende der neuen Pfählsreihe hin vorverlegt. Ist eine neue Pfählsreihe eingebracht und die Brust vorgesetzt, so wird ein weiterer Eisenring aufgestellt, und ein neuer Vortriebsabschnitt beginnt, wie eben beschrieben. Die Vortriebspfähle (Pfändbretter) verbleiben im Boden, sie bilden zugleich die Außenverschalung des Profilbetons. Zwischen letzterem und dem gewachsenen Erdreich befindet sich also nur das Pfändbrett. Beim Verfahren nach Patent Kunz ist nun nicht der äußere, unter den Pfählen und Keilen sitzende Eisenring der die gesamte Rüstung und Auflast tragende Konstruktionsteil, sondern ein weiter innen befindlicher, zweiter eiserner Ring. Er dient zugleich als Stütze für die Innenschalung des Profilbetons, in der Konstruktionszeichnung ist er daher als Lehrbogen bezeichnet. Er bestand aus zwei $\square 14$, im Scheitel er geteilt und zusammengeschräbt. Der Lehrbogen als tragender Teil der Rüstung hat natürlich geringere Auswölbung als der äußere „Ausbruchring“, was eine Erhöhung der Sicherheit der Rüstung bedeutet. Der Ausbruchring, der mehrfach geteilt wurde, bestand aus Feldbahnschienen und wurde auf den Lehrbogen durch besondere, gegen seitliches Umkippen stark verkeilte „Reiter“ abgestützt. Den fertigen Tunnelausbruch, gegen die Brust hin gesehen, zeigt mit den Lehrbogen und Reitern Abb. 6.

Der Stollenvortrieb ging glatt vonstatten. Nur beim Durchschlag des Stollens gegen die offene Baugrube hin bei Punkt e' trat von der Böschung der Hauptgleise her kräftigerer Erddruck auf, der durch verstärkte Absteifungen der Baugrube abgefangen werden mußte. Die eisernen Ausbruchringe wurden beim Betonieren wieder gewonnen, verblieben also nicht im Bauwerk. Zuerst wurden die Seitenwände des Kanals, dann das Deckgewölbe betoniert. Nach Entfernung der Lehrbogen wurde das Sohlgewölbe eingebracht.

Die Belegschaft im zweiten Los war bei Vollbetrieb rd. 200 Mann stark. Der Fortschritt im Tunnelvortrieb betrug für eine 8stündige Schicht rd. 0,80 m. Die Baustelle war, wie aus dem Vorhergehenden ersichtlich,

das längs des Geländers der Friedenheimer Brücke, durch

in mehrere, nicht miteinander verbundene Teile getrennt, weshalb folgende Geräte nötig wurden: Zwei fahrbare Schwenkkranen mit Dampftrieb für Heben von Förderkübeln, drei feststehende, elektrisch angetriebene Aufzugkranen, drei Betonmischanlagen, eine Dampf- und eine Benzollokomotive, 500 m Rollbahngleis und 25 Muldenkipper, 0,60 m Spurweite. Der fertig betonierete Kanal, noch ohne Innenverkleidung, ist in Abb. 7 zu sehen; das Bild ist von einem Förderschacht aus gegen den Stollenbeginn hin aufgenommen.

Aus den bereits erläuterten Gründen wurden das dritte und vierte Los mit Ausnahme der Kanalverbindungsbauten an der Landsberger und Westendstraße und mit Ausnahme von zwei je 10 m langen Strecken, die zugleich als Förderschächte dienten, in Tunnelbauweise erstellt. Die Firma Ph. Holzmann A.-G. verwendete für die hier ebenfalls vorgeschriebene Bauweise mit Pfändbrettern die häufig zu findende Anordnung des Ausbruchringes als Tragring. Der Ring wurde aus I 12 gefertigt. Zwecks leichteren Einbauens war er in drei Teile zerlegt, die mittels Flacheisenlaschen zusammengeschräbt wurden. Der Ring wurde für die Aufnahme des Erddrucks mit einem Holztragwerk ausgesteift. Der Ringabstand betrug 1,00 m. Die Konstruktion der Rüstung zeigt Abb. 8. Für das dritte Los wurde ein Förderschacht, zugleich Baugrube für eine Kanalverbindung, am Losanfang (Landsberger Straße) angelegt, ein weiterer in der Elsenheimer Straße. Von letzterem aus fand Vortrieb nach beiden Seiten statt. Im vierten Los waren Förderschächte nur beim Losanfang und -ende möglich. Ein Bild des Vortriebs gibt Abb. 9. Vom

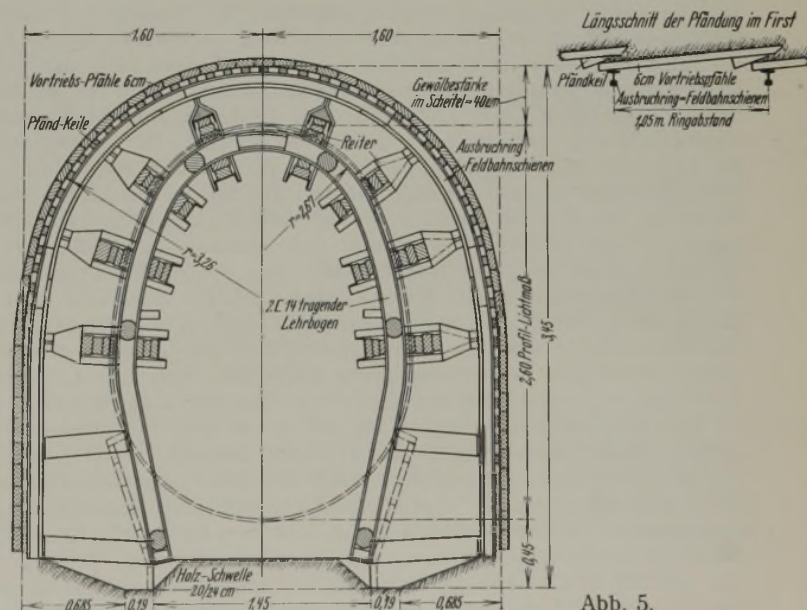


Abb. 5.

vordersten Ring aus sind im Bereiche des Deckgewölbes die Pfämbretter und die neue Brust bereits eingebaut. Bis zum Einsetzen eines weiteren Eisenringes wurden die oberen Pfämbretter durch ein starkes Hartholzsegment getragen, das auf einem nach vorn über die Holzauussteifung vorkragenden breitflanschen I-Eisen ruht („Esel“).

Im Bereiche der schon seit längeren Jahren bestehenden, mehrstöckigen Wohnhauszeile in der Elsenheimer Straße zwischen Agnes-Bernauer- und Valpichler Straße (Los 3) traten bald ziemliche Schwierigkeiten beim Vortrieb auf. Die genannten Häuser wurden seinerzeit noch durch wasserdichte Abortgruben und durch Versitzgruben entwässert. Letztere waren, da geschlossene Bauweise vorlag, auf der Straße angeordnet. Dabei waren in den Häusern Spülaborte eingebaut worden. Die Abortgruben waren deshalb jeweils sehr rasch gefüllt, die Räumungskosten kamen zu hoch. Man brachte heimlicher Weise Überläufe von den Abortgruben zu den Versitzgruben an. Nach einiger Zeit scheinbarer Abhilfe war aber der Untergrund um die Versitzgruben verschlammmt, häufige Entleerung auch dieser Gruben war nötig. Zahlreiche neue Versitzgruben wurden angelegt, sie verschlammten immer schneller. Bei Starkregen staute das Abwasser in die Anwesen zurück. (Bemerkung: Nach den derzeitigen Vorschriften sind geschlossene Abortgruben nur mehr für Trockenaborte zulässig, für Spülaborte sind Kläranlagen und Tropfkörper im nicht kanalisiertem Gebiete vorgeschrieben.) Diese allmählich schlimmer

gelochten Rohrteiles wurde das Bohrloch mit fettem Letten ausgestampft da Kiessand oder feuchter Schweißsand nicht dicht hielten. Ein Mörtel aus Zement und Schweißsand setzte sich in den Spritzrohren fest, man preßte daher flüssigen Zementbrei ein. Auf ein Bohrloch genügten 150 kg Zement mit 250 l Wasser, um den Kies so weit zu verfestigen, daß er zusammenhielt, aber noch leicht zu behauen war. Die Zementbrühe wurde aus einer geschlossenen Mischtrommel mittels eines 6-PS-Flottmann-Kompressors in die Spritzrohre gepreßt. Eine Einspritzung dauerte 5 Minuten, der Druck war 3 at, einer Steigerung des Drucks über 3 1/2 at hielt die Lettendichtung nicht mehr stand.

In den übrigen Strecken, besonders in Los 4, ging der Vortrieb ohne Schwierigkeiten vorstatten.

Der Vortrieb geschah in drei Schichten. An jeder Vortriebstrecke waren je Schicht zwei Mineure, zwei Helfer und zwei Schlepper beschäftigt. Letztere besorgten den Aushub- und Rüstungstransport auf den bis zu 200 m langen Strecken zum Förderschacht. Über Tag bedienten ein Maschinist und ein Hilfsarbeiter die Aufzugvorrichtung. Der Fortschritt betrug an jeder Vortriebstelle in 8stündiger Schicht durchschnittlich 0,75 m. Bei sehr günstigen Verhältnissen konnte der untere Teil der Brust unverschalt bleiben, in solchen Strecken stieg die Schichtleistung auf 1 m. Bei schlechteren Verhältnissen trat die schon oben angegebene Verringerung der Vortriebleistung ein.

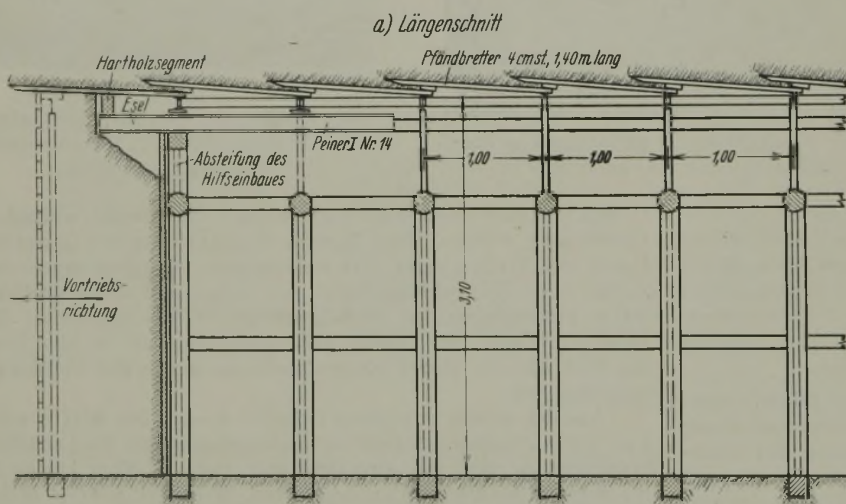


Abb. 8 a.

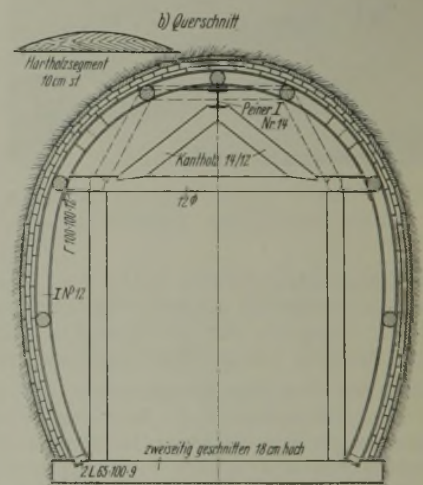


Abb. 8 b.

werdenden Mißstände waren nur durch die Kanalisierung zu beheben. Durch das jahrelange Versitzen verschmutzter Abwässer war aber der kiesige Untergrund in der Umgebung der Versitzgruben, besonders bei Regen, durchnäßt und zum Teil mit schwarzem Schlamm durchsetzt. Schon nach 50 m Vortrieb mußte trotz des 10 m langen Förderschachtes und des großen Stollenquerschnitts wegen der schlechten Luft eine künstliche Bewetterung des Stollens, angetrieben durch einen 10-PS-Elektromotor, eingerichtet werden. Das Erdreich war in der Nähe der Gruben verschmutzt, bei Regen drang das Wasser von den Gruben her in den Stollen ein, am Boden des Stollens sammelte sich stellenweise Schlamm an. Es wurde mit größter Vorsicht gearbeitet, der Fortschritt in einer 8stündigen Schicht sank stellenweise auf 0,30 m. Schließlich fanden an der Brust des Stollens innerhalb einer Woche zwei Erdrinbrüche statt. In flachem Böschungswinkel drangen die Massen in den Stollen ein, an der Erdoberfläche bildeten sich Einbruchtrichter. Leider verursachte der eine Niederbruch auch einen tödlichen Unfall eines Mineurs. Der Vortrieb war bis zum Ende der Häuserreihe gediehen, in der nächsten Strecke waren aber noch Versitzgruben für Regenwasser, die bei Niederschlägen viel Wasser in das Erdreich brachten, zu durchfahren. Der Kies des Untergrundes enthielt in dieser Gegend noch dazu sandarme und daher etwas bewegliche Schichten. Hier befanden sich auch die Straßenbahnschleife und das Hinterstellgleis. Um den Stollenvortrieb besser zu sichern, wurde Langsamfahren der Straßenbahn und Rangieren nur zu bestimmten Stunden eingeführt. Ferner wurde zu einer Festigung des Untergrundes über dem Stollen mittels einer Zementeinspritzung geschritten. Man brachte in etwa 1,50 m gegenseitiger Entfernung über der Stollentrasse einige Reihen von 5,5 bis 6,5 m tiefen Bohrlöchern bis auf 0,5 m über Gewölbescheitel nieder. Die Bohrlöcher wurden mit Hilfe von Stahlrohren von 200 mm Lichtweite hergestellt, die beschwert und in den Boden eingedreht wurden. Der Bohrkern wurde durch eine sogen. Kiespumpe unter Wasserspülung ausgehoben. Zwei Mann leisteten in 8 h 4 bis 5 m Bohrlochtiefe. In die Bohrlöcher wurden für das Einspritzen von Zement eiserne Rohre von 1 1/2" (38 mm) Lichtweite eingebracht, die am unteren Ende auf eine Länge von 1,5 m mit 50 mm weiter Lochung versehen waren. Oberhalb des

Der überschüssige Aushub konnte großenteils an die Grundeigentümer der durchfahrenen künftigen Straßenstrecke abgegeben werden, der Rest wurde in benachbarte, ausgebeutete Kiesgruben verfüllt.

Die eisernen Ausbrüche beließ die Firma beim Betonieren der Einfachheit halber im Bauwerk. Die Betonierung des Profils wurde an der Sohle begonnen. Den fertigen Sohlenbeton siehe Abb. 10. Man erkennt dort auch die Aussparung für die Klinkerrollschicht. Anschließend wurden für die Schalung der Seitenwände und des Deckgewölbes leichtere Eisenringe aufgestellt, auf denen die Schalbretter ruhten. Diese Verschalung ist in Abb. 11 zu sehen. Betoniert wurde in nur einer Arbeitsschicht. Unter Tage waren in einem Stollen 5 Betonarbeiter und 18 Hilfsarbeiter beschäftigt, über Tage 1 Maschinist und 6 Hilfsarbeiter für Betonbereitung und -transport. Diese Gruppe stellte täglich den Beton für 8 lfd. m Kanal her. — Für das Verlegen der Klinkersohle und für den inneren Verputz des Kanals waren tätig: unter Tage 8 Maurer und 4 Helfer, über Tage 2 Helfer. Täglich wurden 8 lfd. m Klinkersohle und Verputz eingebracht.

Insgesamt waren bei Vollbetrieb 75 bis 110 Mann auf der Baustelle beschäftigt. An größeren Geräten wurden notwendig: für jeden der beiden gleichzeitig betriebenen Förderschächte ein Aufzugkran und eine Betonbereitungsanlage. An einem Schacht waren diese Maschinen elektrisch, am anderen durch Benzin angetrieben. Ferner waren vorhanden: eine Benzollokomotive und 15 Muldenkipper, hierzu 500 m Gleis von 0,60 m Spurweite. Die geringere Erdbewegung kommt in dem Geräteinsatz deutlich zum Ausdruck.

Die Kosten des Baues einschließlich der Sonderbauten (Kanalverbindungen, Entlüftungen, Einsteigschächte, Straßeneinläufe usw.) und Wasserhaltung, aber ohne die an einigen Stellen notwendige Straßenerneuerung und ohne die Kosten der Bauleitung durch die Stadt waren in runden Summen folgende:

Los 1, Nibelungen- und Hubertusstraße . . .	351 000 R.-M.
„ 2, Bahnkreuzung	376 000 „
„ 3, Elsenheimer Straße, erster Teil . . .	245 000 „
„ 4, „ „ zweiter Teil	255 000 „
Zusammen für 2258 m Kanal	1 227 000 R.-M.



Abb. 9. Kanal Eisenheimer Straße: Tunnelvortrieb und Brustverschalung.

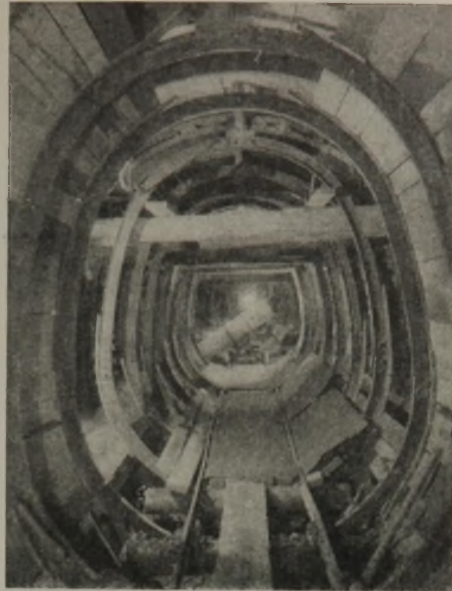


Abb. 11. Kanal Eisenheimer Straße: Schalung für den Beton der Seitenwände und des Deckgewölbes.

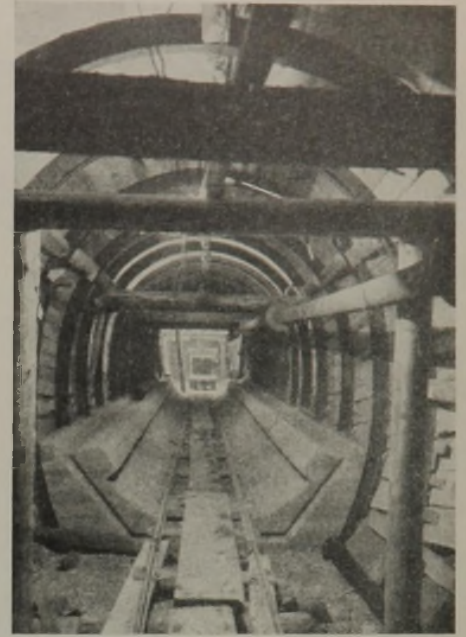


Abb. 10. Kanal Eisenheimer Straße: Sohlenbeton mit Aussparung für die Klinkerrollschicht.

Das erste Los war als öffentliche Notstandsarbeit anerkannt und durchgeführt worden. Die Stadt erhielt für jede dabei angefallene Arbeitstagschicht eines Erwerbslosen 3 R.-M. Zuschuß und 7,20 R.-M. Darlehen. Dem Bauunternehmer mußte jedoch mit Rücksicht auf die Schwierigkeit der Arbeit zugestanden werden, nur für $\frac{3}{4}$ der Belegschaft Notstandsarbeiter verwenden zu müssen, den Rest konnte er aus Stammarbeitern und Facharbeitern frei einstellen. Insgesamt fielen 16 934 Notstandsarbeiter-Tagschichten an.

Die Einheitspreise für 1 lfd. m Kanal, betriebsfertig hergestellt, waren bei den einzelnen Losen und deren Teilstrecken infolge der streckenweise stark voneinander abweichenden Verhältnisse sehr verschieden. Nachstehend sind die Preise für 1 lfd. m Kanal, betriebsfertig mit allen Leistungen und Lieferungen, insbesondere auch aller Erdarbeit, jedoch ohne Sonderbauten, ohne Wasserhaltung und ohne Straßenwiederherstellung angegeben:

	Preis für 1 lfd. m rund
1. Los 1, Nibelungen- und Hubertusstraße 2,60 × 2,00 m l. W.:	
offene Baugrube	315 R.-M.
2. Los 2, Bahnkreuzung, 260 × 2,00 m l. W.:	
a) nördlicher Teil, offene Baugrube ohne Gleiskreuzungen	450 "
b) Mittelteil, Tunnel unter den Hauptgleisen	830 "
c) südlicher Teil, offene Baugrube samt Gleisunterfangungen	920 "
d) für den kurzen Tunnel unter der nördlichen Brückenrampe	690 "

3. Los 3, Eisenheimer Straße, erster Teil, 2,40 × 1,90 m l. W.:	
a) offene Baugrube	525 "
b) Tunnel	550 "
4. Los 4, Eisenheimer Straße, zweiter Teil, 2,40 × 1,90 m l. W.:	
a) offene Baugrube	525 "
b) Tunnel	640 "

Zum Schlusse sei noch kurz der Aufbau der Vergebungsverträge geschildert: die Kanäle wurden nach einem Einheitspreise für 1 lfd. m, betriebsfertig, vergeben. Dieser Einheitspreis war nicht weiter in einzelne Leistungen, wie Erdaushub, Beton usw., zerlegt. Nur beim Los 2, Bahnkreuzung, waren wegen des verwickelten Baubetriebes eigene Positionen für die Verladung des überschüssigen Aushubes usw. angegeben worden. Die Sonderbauten waren nach Einheits- oder Pauschalpreisen vergeben, die Wasserhaltungsarbeiten nach Einheitspreisen (Pumpschächte und Pumpstunden nach Anfall). Alle Einheits- und Pauschalpreise waren aber in zwei Teile, einen Lohn- und einen Materialanteil gegliedert. Jeder der beiden Teile enthielt die zugehörigen Unkosten-, Wagnis- und Gewinnbeträge. Die Materialanteile der Einheits- und Pauschalpreise waren unveränderlich. Die Lohnanteile änderten sich bei etwaigen Tariflohnänderungen proportional zu den Änderungen eines Richtlohns. Den Richtlohn hatte der Unternehmer selbst anzubieten. Er hatte hierfür einen Schlüssel für die Richtlohnberechnung auszufüllen, in den er die verschiedenen Arbeiterarten, deren Stundenlohn und die Zahl der Stunden, mit der jede Lohnart ins Gewicht fallen sollte, einsetzen mußte. Die Summe der Produkte aus Stunden mal Stundenlöhnen, geteilt durch Stundenzahl ergab den jeweiligen Richtlohn für die Umrechnung der Lohnanteile bei Tarifänderungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam.

Von Reg.-Baumeister a. D. Werner Koch, Berlin-Steglitz.
(Fortsetzung aus Heft 43.)

c) Die Widerlager.

Die alten Widerlager waren im Gegensatz zu den alten Pfeilern im allgemeinen in äußerlich gutem Zustande; sie wurden nur entsprechend den im Verhältnis der früheren zur heutigen Betriebslast gewachsenen Auflagerdrücken im Fundament verstärkt, da die Stützweite der hierauf gelagerten Überbauten nur unwesentlich verändert worden ist. Hinter den Rückenflächen der Widerlager wurden Zusatzpfähle geschlagen (Abb. 12), auf denen das Betonmauerwerk sich aufsetzen konnte. Die Verbindung der neuen und alten Widerlagerteile wurde durch Eisenbetondübel erzielt, deren Eiseneinlagen in pyramidenförmig ausgestemte Löcher im alten Widerlager einbetoniert und im neuen Teil ähnlich den Mauerankern mit Flacheisen verankert wurden. Weiterhin wurden beide Teile durch eine aufgelegte, doppelt bewehrte Eisenbetonplatte von 50 cm Stärke zur einheitlichen Kraftübertragung gezwungen. Die nach unten heruntergezogenen Enden der Platte übergreifen klammerartig beide Widerlagerteile und ermöglichen somit die Aufnahme von Horizontalkräften. Auf diese Platte setzen sich erst die Abdeckplatte mit den Auflagersteinen, die

ähnlich denen der Pfeiler ausgeführt sind, und das Kammermauerwerk. Die Flügelmauern wurden hauptsächlich ausgebessert und mit neuen Brüstungen versehen.

Einer besonderen Behandlung bedurfte nur der nördliche Teil des Ostwiderlagers. Dieser war vor dem Jahre 1888 ein Pfeiler der Drehbrücke, den man beim damaligen Umbau durch Anflücken eines Flügels zum Widerlager gemacht hatte (Abb. 12).

d) Wahl des Bauvorganges.

Der Umbau der Brücke mußte unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes auf der durch Fernpersonen-, Güter- und Vorortzüge stark beanspruchten Strecke Berlin-Werder durchgeführt werden. Da es die Linienführung der Hauptgleise verlangte, die neue Brücke in der Achse der alten zu errichten, und da ein längerer, eingleisiger Betrieb und die damit verbundenen Störungen des fahrplanmäßigen Zuglaufs unbedingt vermieden werden mußten, verblieb nur der Ausweg, während des Umbaus den Betrieb über eine Hilfsbrücke zu leiten. Die Lage der Hilfs-

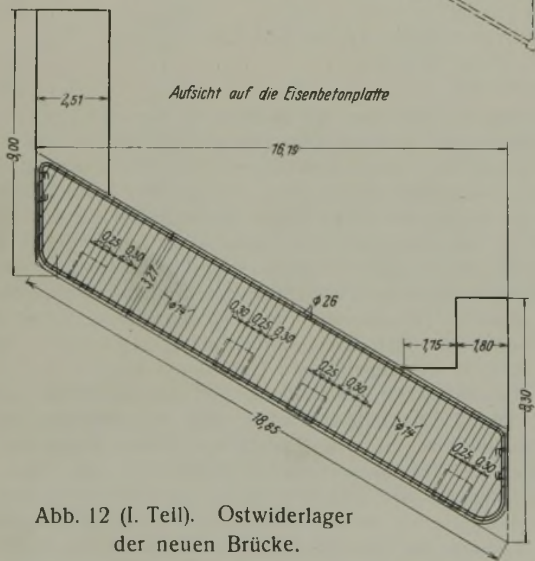
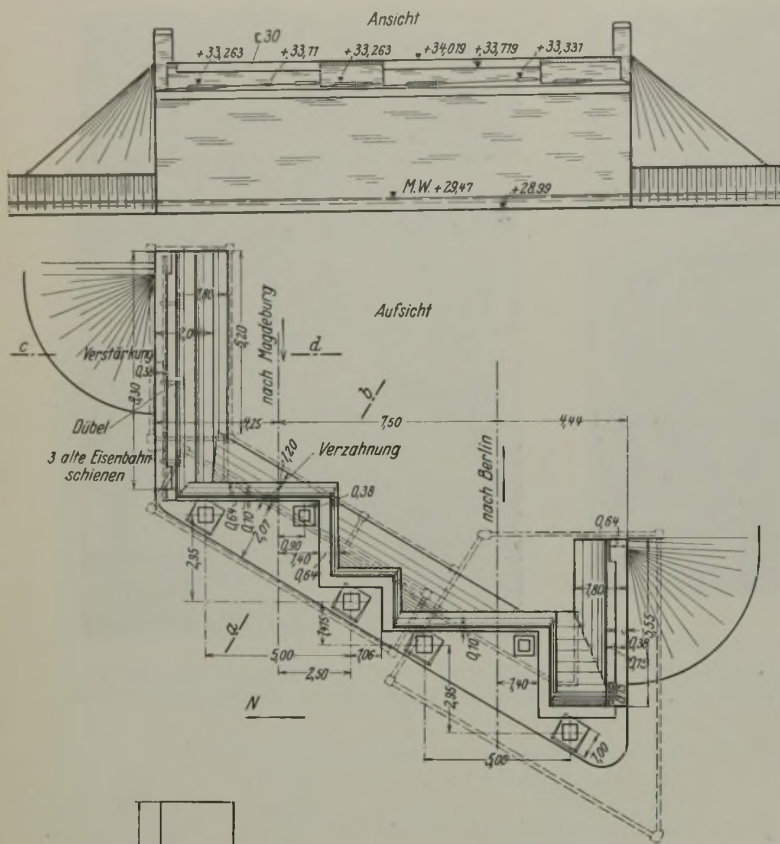


Abb. 12 (I. Teil). Ostwiderlager der neuen Brücke.

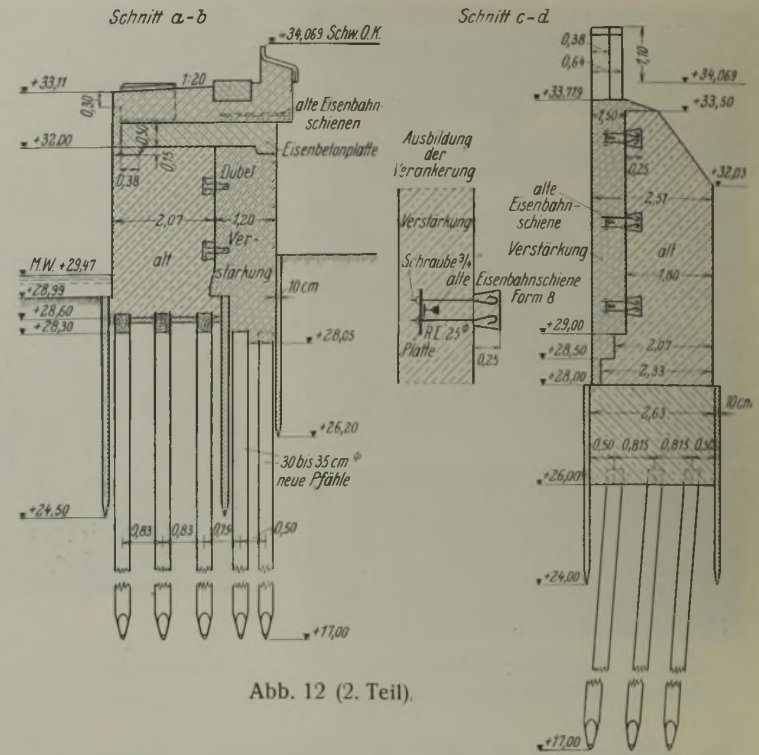


Abb. 12 (2. Teil).

der sich bei der Erneuerung der Südhälfte des Pfeilers I ereignete und sehr leicht nicht absehbare Folgen hätte zeitigen können, sprach nachträglich dafür und ermahnt zur Befolgung der ungeschriebenen Regel, daß man alte, im Aufbau unzureichend oder gar nicht bekannte Bauten oder Bauteile, wie es hier beim alten Pfahlrost der Nordhälfte des Pfeilers I der Fall war, im allgemeinen möglichst zuerst erneuern soll. Die veranschlagungsgemäß ersparten Gelder wurden bei weitem durch die Kosten für die Pfeilersicherung anlässlich dieses Zwischenfalls übertroffen.

Der Umbau gliederte sich mithin in folgende, größere Abschnitte:

- I. Bau der Hilfsbrücke, Herstellung des Gleisprovisoriums, Verschieben der südlichen Überbauten auf die Hilfs Pfeiler und Umlegung des Betriebes des Gleises Magdeburg—Berlin auf die Hilfsbrücke;
- II. Abbruch und Erneuerung bzw. Verstärkung der südlichen Widerlager- und Pfeilerhälften, Montage der Überbauten Ia, IIa und IIIa, Umlegung des Betriebes des Gleises Berlin—Magdeburg auf diese neue Brücke;
- III. Abbruch der nördlichen alten Überbauten, Abbruch und Erneuerung bzw. Verstärkung der nördlichen Widerlager- und Pfeilerhälften, Montage der Überbauten Ib, IIb und IIIb, Umlegung des Betriebes auf die beiden neuen Brücken;
- IV. Abbruch der Hilfsbrücke und des alten Mittelpfeilers;
- V. Wiederherstellung des ursprünglichen Zustandes der Bahnanlagen, Brückenanstrich und sonstige Restarbeiten.

Lang anhaltende Hochwässer, Streik im Baugewerbe (vom 17. Juli bis 30. August 1925), längere Regenperioden und auch starker Frost trugen hauptsächlich neben den üblichen, kürzeren Störungen durch unvorhergesehene Ereignisse zu der erheblichen Ausdehnung der Bauzeit bei.

Die Herstellung, Lieferung und Montage der neuen Überbauten sowie der Bau der Hilfsbrücke und die Abbrucharbeiten für diese und die alten Überbauten wurden dem Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., die Abbruch-, Erneuerungs- und Verstärkungsarbeiten für die Pfeiler und Widerlager der Tiefbaufirma Max Hamann Bangeschäft, Berlin, übertragen.

brücke südlich neben der alten Brücke, also stromabwärts, war einerseits durch den an beiden Ufern vorhandenen Platz für die Gleise, andererseits zur Erzielung eines Schutzes für die Hilfs Pfeiler gegen Eis und Anprall von Fahrzeugen durch die alten und späterhin erneuerten Pfeiler gegeben. Nun war die Frage zu entscheiden, welche Brücke zuerst erneuert werden sollte. Man konnte entweder die beiden alten Brücken nach Süden verschieben und dann den nördlichen Bau zuerst in Angriff nehmen oder aber, wie es geschehen ist, nur die südliche Brücke nach Süden auf die Hilfs Pfeiler verschieben und damit den südlichen Neubau bevorzugen. Der zweite Bauvorgang wurde wegen der Kostenersparnis für die Verschiebung der nördlichen Brücke gewählt, obgleich der erste Bauvorgang trotz höherer Kosten empfehlenswerter gewesen wäre. Ein weiter unten angeführter Zwischenfall,



Abb. 13. Ansicht der Hilfsbrücke von Süden.

Die Pfähle der Hilfsbrücke hatten eine Länge von 18 m bei 30 cm mittlerem Durchmesser, reichten im Mittel bis 12 m unter Flußsohle und zogen bei einem Bärgewicht von 1200 kg und einer Fallhöhe von 1,40 m bei der letzten Hitz (10 Schläge) höchstens noch 8,5 cm, so daß sich unter Anwendung der Brixschen Formel:

$$L = \frac{h P^2 Q}{e (P + Q)^2}, \text{ worin}$$

- L = Tragfähigkeit eines Pfahles in kg,
- P = Gewicht des Bären in kg,
- h = Fallhöhe in cm,
- Q = Pfahlgewicht in kg,
- e = Maß des Einsinkens, das als Durchschnitt der letzten zehn Schläge berechnet wird, in cm

bedeutet, die Grenzbelastung L eines Pfahles ergibt zu:

$$L = \frac{140 \cdot 1200^2 \left(\frac{3,14 \cdot 0,3^2}{4} \cdot 18,00 \cdot 650 \right)}{\left(\frac{1}{10} \cdot 8,5 \right) (1200 + 830)^2} \approx 48\,000 \text{ kg.}$$

Als zulässige Belastung ergibt sich bei einem Sicherheitsgrade von $n = 3$

$$K = \frac{1}{3} \cdot 48\,000 = 16\,000 \text{ kg.}$$

Die Rammformel von Möller, die entgegen der Brixschen aus den Gesetzen des Stoßes und des Stoßverlustes entwickelt ist, ergibt unter Zugrundelegung derselben Größen eine kleinere, zulässige Belastung jedes Pfahles von:

$$K = \frac{1}{n} \left[P + \frac{h}{e} \cdot \frac{P^2}{P + Q} \right] = \frac{1}{3} \left[1200 + \frac{140}{0,85} \cdot \frac{1200^2}{1200 + 830} \right] = 4300 \text{ kg.}$$

Aus dem guten Verhalten der Hilfsbrücke im Betriebe und aus den Schwierigkeiten bei ihrem Abbruch (Ziehen der Pfähle mittels schwersten Zugerätes) muß gefolgert werden, daß die zulässige Pfahlbelastung durch keine der beiden Formeln zutreffend angegeben wird und diese tatsächlich weit über 16 t hätte liegen können.

f) Abbruch und Erneuerung der Pfeiler und Widerlager.

Die teils recht erhebliche Festigkeit des alten Betonmauerwerks der Pfeiler und Widerlager machte den Abbruch von Hand mit einfachem Stemmzeug unwirtschaftlich, so daß die Firma Hamann zur Verwendung

von Preßluftwerkzeugen übergang. Auch wurde das alte Mauerwerk durch Sprengen mit Erschütterungsladungen zur weiteren Zerkleinerung aufgelockert. Der Abbruch unter Wasser wurde im Schutze der einfachen, 20 cm starken Spundwand für die neuen Pfeiler unter ständiger Wasserhaltung vorgenommen. Die Wasserabsenkanlage bestand aus Rohrburgen von 100 mm Durchm. Die Kreiselpumpen von 225 mm Durchm. des Saugstutzens wurden durch Drehstrommotoren von 50 PS Leistung und einer Drehzahl von $n = 950$ bzw. 1150 angetrieben. Nach der Freilegung der neuen Pfeilersohle wurde der vorhandene Pfahlrost durch Ziehen je eines Pfahles, die Längen von 7 bis 9 m und Kopfdurchmesser von 35 bis 42 cm aufwies, untersucht und dann im nötigen Umfange durch neue Pfähle ergänzt. Die alten Pfähle waren bis auf diejenigen des alten Pfahlrostes der Nordhälfte des Pfeilers I, die nur eine Rammtiefe von 2 bis 3 m hatten, sämtlich gut erhalten. Bedingungsgemäß mußten die neuen Pfähle einen Mittendurchmesser von mindestens 30 cm haben und so lange gerammt werden, bis sie nach der Brixschen Formel eine Tragfähigkeit von 200 t aufwies. Die endgültige statische Untersuchung der Pfeiler und der Pfahlroste hat z. B. für den Pfahl Nr. 37, der im nördlichen Fundamenteil des Westpfeilers sitzt und am ungünstigsten beansprucht wird, eine größte Pfahlbelastung durch Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte von $P = 25,33$ t ergeben; die Weisbachsche Formel:

$$W = \frac{1}{k} \cdot \tau \sqrt{1 + \frac{2k}{\tau} \left(Q + R + \frac{Rh}{\tau} \right) - 1},$$

worin unter Anwendung auf den Pfahl 37

- R = Bärgewicht = 3000 kg,
- Q = Pfahlgewicht = $\frac{3,14 \cdot 33^2}{4} \cdot 1500 \cdot 700 = 900$ kg,
- τ = Eindringungstiefe des Pfahles beim letzten Schlag = 0,25 cm,
- h = Fallhöhe des Bären = 168 cm,
- F = Pfahlquerschnitt = $\frac{3,14 \cdot 33^2}{4} = 855$ cm²,
- E = Elastizitätsmaß des Pfahlmaterials = 100 000 kg/cm²,
- l = Pfahllänge = 1500 cm,
- $\frac{1}{k} = \frac{FE}{l}$

ist und die bekanntlich vollkommen elastische Baustoffe voraussetzt, ergibt für diesen Pfahl einen Grenzwiderstand gegen Druck von $W = 226\,000$ kg. Der Pfahl nimmt somit die errechnete Großlast von $P = 25,33$ t Druck mit neunfacher Sicherheit auf. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Betonkonstruktionen für Sicherungsanlagen der Eisenbahnen.

Von Oberregierungsbaurat Roudolf, Berlin-Friedenau.

Neuerdings ist man mit gutem Erfolg dazu übergegangen, bei mechanischen Stellwerken an Stelle der eisernen Ständer und Kanäle solche aus Eisenbeton zu verwenden; ferner hat man Kabel und Rohrleitungen für Kraftstellwerke in Betonkanäle verlegt. Auch die schwarz gestreiften, weißen Entfernungstafeln vor den Vorsignalen, die sogenannten Baken, will man neuerdings auch aus Eisenbeton herstellen. Nicht allein technische Vorzüge kommen für ihre Anwendung in Frage, sondern hauptsächlich wirtschaftliche Gründe.

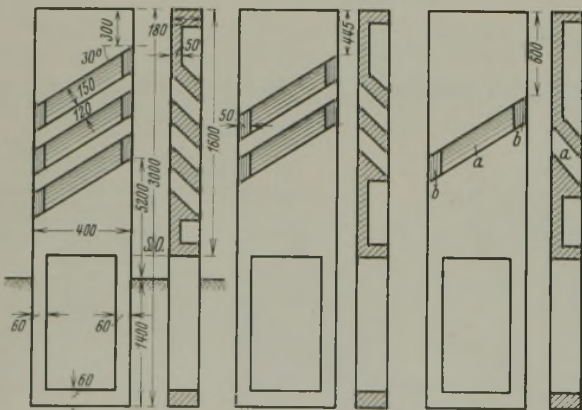


Abb. 1. Baken vor Vorsignalen und vor Niveauebergängen von Eisenbahnen und Straßen aus Eisenbeton. D. R. G. M. 1 009 338.

1. Baken für Vorsignale und Niveauebergänge von Eisenbahnen.

Um den Standort des Vorsignals dem Lokomotivführer vorher anzuzeigen, hat man schwarz gestreifte, weiße Baken aus Holz oder Eisen aufgestellt in 100, 200 und 300 m Abstand. Hölzerne Tafeln sind den Witterungseinflüssen sehr unterworfen, eiserne sind teuer, zumal wenn sie noch emailliert sind. Der größte Nachteil aber ist der, daß sich

Schnee auf die Streifen setzt und daß die Baken sich dann nicht von dem mit Schnee bedeckten Gelände abheben.

Diesen Nachteil beseitigen die Baken Bauart Roudolf (DRGM. 1 009 338). Sie haben zwei Formen (Abb. 1 u. 2), eine schmale höhere und eine breite niedrige, je nachdem sie bei Eisenbahnen neben zwei zusammengehörigen Gleisen stehen oder zwischen zwei Gleispaaren. Im letzteren Falle ist die niedrige Form zu wählen. Die Abmessungen sind die von der Deutschen Reichsbahn vorgeschriebenen.

Die Baken bestehen aus Eisenbeton 1 : 4 und werden in Entfernungen von 100 zu 100 m vor dem Vorsignal aufgestellt. Sie haben für 100 m eine Öffnung, für 200 m zwei und für 300 m drei Öffnungen a . Unten in der Erde haben sie Aussparungen, um das Gewicht zu verringern. Die Öffnungen, die mindestens 150 · 300 mm groß sein müssen, um gut gesehen zu werden, schneien im Winter nicht zu. Sie haben den Zweck,

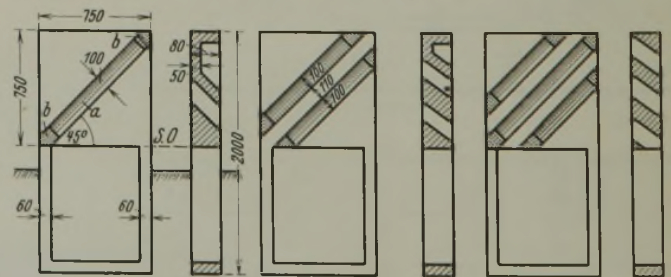


Abb. 2. Baken vor Vorsignalen zwischen den Gleisen aus Eisenbeton. D. R. G. M. 1 009 338.

die Baken bei Schnee gut sichtbar zu machen. In den Öffnungen a bleibt einmal kein Schnee liegen, und zweitens heben sie sich, da sie schwarz gestrichen und in ihren Verlängerungen nach beiden Seiten bis zur Kante der Bake schwarz gehalten sind, von einer dahinterliegenden Schneefläche deutlich ab. Die hintere obere Fläche in der Öffnung ist abgeschragt, so daß man immer gegen eine schwarze Fläche sieht. Einfache Tafeln mit schwarzen Strichen genügen nicht, sie schneien voll-

ständig zu. Das kann bei den Tafeln mit Öffnungen nicht vorkommen, da der Schnee durchfällt.

Eine Beleuchtung der Baken bei Nacht ist nicht notwendig, weil die Lokomotivlampen sie genügend erhellen, so daß die hellgraue Farbe des Betons hinreichend hervortritt. Die Reichsbahn hat derartige Baken in den Direktionen Schwerin i. Mecklbg. und Königsberg zu Versuchszwecken aufgestellt.

Die Frage der zweckmäßigen Sicherung der Niveauübergänge spielt heute bei dem ständigen Wachsen der Zahl der Automobile und der großen Zahl der Unfälle eine große Rolle. Man ist dem Kernpunkte des Problems immer noch nicht nähergekommen. Man muß dem Führer des Automobils rechtzeitig vor dem Niveauübergang anzeigen, wann er bremsen muß, ohne selbsttätige, elektrische o. dgl. Apparate, die versagen können, und ohne Apparate, die einer Wartung bedürfen. Es kommt darauf an, dem Führer den Niveauübergang vorher deutlich kenntlich zu machen in einer Entfernung, auf die er bremsen kann, so daß er vor dem Gefahrpunkte, also vor dem Niveauübergang, zum Stillstande kommt.

Die Frage, ob der Übergang eine Schranke hat oder nicht, ist unwesentlich. Bekanntlich ist die Zahl der Unfälle an den Übergängen mit Schranke um mehr als die Hälfte größer als an Schienenübergängen ohne Schranke. Die Forderung an den Führer zu stellen, die Geschwindigkeit vor dem Übergang zu verringern, ohne ihm ein Zeichen zu geben, wie weit er vor dem Übergang anfangen muß zu bremsen, damit er richtig zum Halten kommt, ist undurchführbar.

Elektrische o. dgl. Warnanlagen sind unzuverlässig und teuer. Zweckmäßige Schrankenbeleuchtungen sind von der Reichsbahn schon eingeführt. Ferner sind jetzt „Warnkreuze“ in unmittelbarer Nähe vor dem Niveauübergang aufgestellt worden. Die Kreuze sind nicht beleuchtet, weil sie im Schein der Automobillampen zu sehen sind. Aufgestellt werden sie dicht vor dem Niveauübergang.

Der eigentliche Gefahrpunkt ist somit gekennzeichnet. Es fehlt aber dem Autoführer das Warnzeichen dafür, daß er sich einem Gefahrpunkte nähert. Wenn er kurz vor dem Gefahrpunkt ist und dann erst bremst, um die Geschwindigkeit zu verringern, dann ist es zu spät. Es muß ihm vorher schon angezeigt werden, wo er seine Geschwindigkeit so verringern muß, also wo er bremsen muß, um an dem „Warnkreuz“ zum Halten zu kommen. Dieser Bremsweg ist mit rd. 300 m hinreichend bemessen.

Die eine jetzt übliche Δ -Tafel mit Lokomotive bei unbeschränktem Übergang und eine Δ -Tafel mit Zaun bei beschränktem Übergang genügen nicht. Sie sind zu klein und bei Nacht nicht zu sehen — bei Nebel erst recht nicht, weil sie zu hoch hängen.

Genau so wie man bei der Eisenbahn dem Lokomotivführer das Vorsignal vorher durch Baken anzeigt, damit er am Vorsignal rechtzeitig die Bremsen anlegen kann, wenn das Hauptsignal auf Halt steht, ebenso zeigt man dem Automobilführer vor dem Niveauübergang, also vor dem „Warnkreuz“ in rd. 300 m Entfernung bereits an, daß er sich einem Eisenbahnübergang nähert, und zwar von 100 m zu 100 m.

Zu diesem Zweck werden rechts vom Wege in der Fahrtrichtung unter einem kleinen Winkel zur Wegachse dieselben Baken in 100, 200 und 300 m wie bei Vorsignalen aufgestellt (Abb. 1). Sie haben Öffnungen *a*, für 100 m eine, für 200 m zwei und für 300 m drei. Einfache Tafeln mit schwarzen Strichen genügen nicht, weil sie vollständig zuschneien. Bedienung und Unterhaltung fallen weg. Die Herstellungskosten sind gering.

Bei Nebenbahnen ist die Sicherung des Straßenüberganges, der gewöhnlich keine Schranken hat, ebenso notwendig, da die vom Lokomotivführer gegebenen Läutesignale zur Warnung der Fußgänger bei dem Geräusch des Kraftwagenmotors leicht überhört werden können.

2. Eisenbetonkanäle.

An Stelle der jetzt üblichen Kanäle aus Eisenblech werden zweckmäßig bei Stellwerkanlagen Eisenbetonkanäle verwendet. Sie haben den Vorzug, daß sie haltbarer sind und nicht angestrichen zu werden brauchen; ihre Oberflächen, also die Abdeckungen, sind rau, ein Ausgleiten des Rangierpersonals bei Schnee usw. ist nicht zu befürchten. Rollenböcke für die Führungsrollen der Drahtzüge fallen weg, die Rollenträger werden an den erforderlichen Stellen in die Betonwand eingestemmt und mit Zementmörtel befestigt. Die Betonmischung ist 1 : 4.

Der Eisenbetonkanal in Ω -Form (Abb. 3, DRGM. 922773) ist ebenso leicht und schnell zu verlegen wie der jetzt übliche eiserne Ω -Kanal,

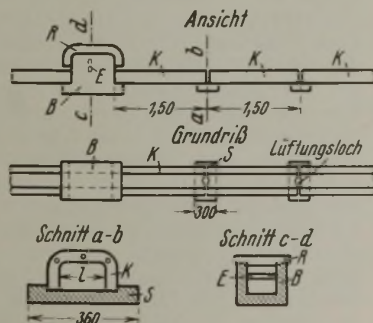


Abb. 3. Eisenbetonkanal aus einheitlichem Profil.

der Betonkanal rostet nicht und bedarf keiner Unterhaltung. Die einzelnen Stücke *K*, die 1,5 m lang sind, liegen auf Sohlstücken *S*. An den Stellen, an denen die Flacheisen *E* zur Aufhängung der Rollenbügel eingelegt werden, sind Böcke *B* vorhanden, die mit einem Deckel *R* geschlossen werden. Der Bock *B* hat an beiden Seiten Nasen, auf die die Ω -förmigen Kanalstücke *K* aufgelegt werden. Die Lichtweite *l* der Kanäle beträgt 150 mm für zwei Leitungen und 225 mm für vier Leitungen. Der Hauptvorteil des Betonkanals ist der, daß er billiger ist, sich rasch verlegen läßt und keinerlei Unterhaltung durch Anstrich gebraucht.

Abb. 4 (DRGM. 697999) zeigt die breiteren Kanäle:

320 mm	für 4 Doppelleitungen
520 "	" 6 "
720 "	" 14 "
920 "	" 18 "

Auf Böcken *C* mit überstehenden Enden ruhen Seitenplatten *S*, zwischen denen der Kanal offen ist. Der Kanal wird mit Betonplatten abgedeckt. Zur Aufhängung der Rollen werden Flacheisen eingestemmt, an den erforderlichen Stellen mit Zementmörtel verstrichen. Die etwas überstehenden Abdeckplatten sind so lang, daß ein Mann sie bequem heben kann, um die Drahtzugleitungen nachzusehen. Zur Lüftung des Kanals sind über den Rolleneisen zwischen zwei Platten kleine Öffnungen angebracht.

In Betonkanälen von 520 mm und mehr lichter Weite können auch Umlenkungen eingebaut werden, so daß deren eiserne Schutzkasten, die teuer sind, wegfallen.

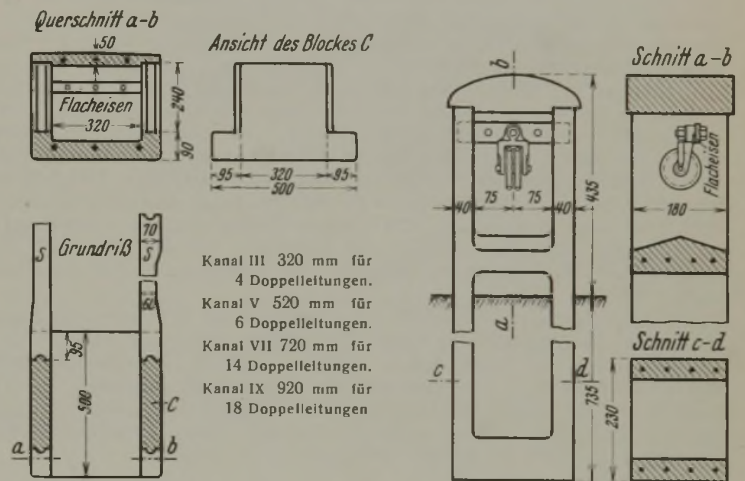


Abb. 4. Eisenbetonkanal für Drahtleitungen und Kabel. (Bauart Roudolf.)

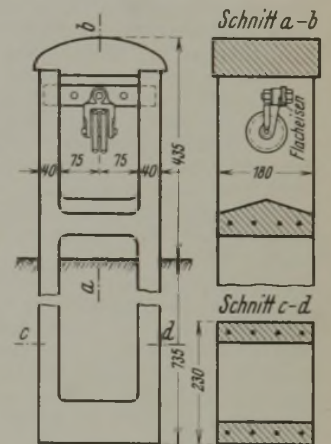


Abb. 5. Betonständer für 1 bis 2 Leitungen. (Bauart Roudolf.)

3. Eisenbetonständer.

Eiserne Ständer für Rollenleitungen verdrehen sich leicht und werden seitlich verdrückt, besonders an Böschungskanten, so daß eine genügende Standfestigkeit mitunter schwer zu erreichen ist. Knicke in den Leitungen sind dann die Folge.

Die Erfahrungen im Winter haben dazu geführt, daß die bisher frei liegenden Durchführungsrollen möglichst gegen Regen, Schnee und Eisbildung zu schützen sind. Ein Ausspülen des Öles wird vermieden an den Achsen der Rollen, ferner wird bei Schnee und Tauwetter mit nachfolgendem Frost ein Festfrieren der Leitung auf den Rollen verhütet. Das Festfrieren kann zu falschen Signalbildern und dadurch zu Betriebsunfällen führen. Ebenso sind im Sommer die Rollen durch die Abdeckung gegen das Austrocknen des Öls durch Sonnenbestrahlung geschützt.

Diesen Anforderungen entspricht der in Abb. 5 dargestellte Betonpfosten. Die Rollen für die Signaldrähte sind durch die 180 mm breite Überdeckung von oben gegen Witterungseinflüsse vollkommen gesichert. Der Pfosten hat oben einen abnehmbaren Deckel, damit die Rollen nebst Drahtleitungen bequem eingebracht werden können. Unten hat der Pfosten eine Aussparung, um das Gewicht zu verringern. Die Betonmischung der Pfosten beträgt 1 : 4.

Die Leitungsrollen hängen an einem Flacheisen mit drei Löchern, dessen mittelstes Loch dazu dient, einen Bügel für eine Doppelleitung in gerader Strecke aufzunehmen, während bei einer Doppelleitung in Krümmungen der Bügel in einem der seitlichen Löcher befestigt wird. Um bei scharfen Krümmungen Bügel für zwei Doppelleitungen anordnen zu können, ohne die Beweglichkeit der Führungsrollen zu behindern, ist der obere offene Teil des Pfostens 150 mm breit gemacht. Die Abmessungen der oberen Öffnungen sind so gewählt, daß Schnee nicht liegenbleiben kann.

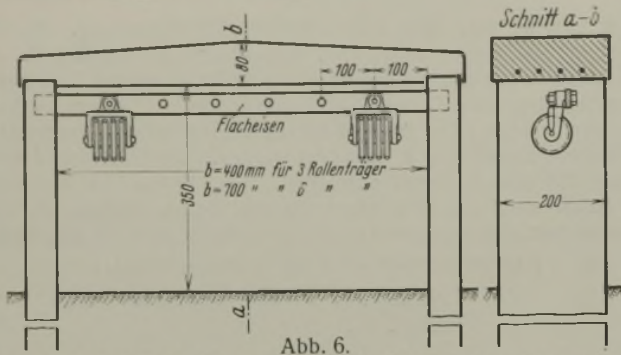


Abb. 6. Eisenbetonständer für drei und mehr Drahtzugleitungen. (Bauart Roudolf.)

Abb. 6 zeigt Gruppenständer meiner Bauart von 3, 6 und mehr Rollenträgern. Bei mehr als sechs Doppelleitungen wird im Ständer ein zweites Flacheisen 200 m unter dem oberen eingesetzt. Der Ständer besteht aus zwei Seitenteilen und einer Deckplatte, die 220 mm breit ist, also die Rollen genügend schützt. Eine beliebige Verlängerung der Breite der Deckplatte, ebenso bei den Pfosten für ein oder zwei Doppelleitungen ist möglich, um gegebenenfalls den ganzen Stellweg von 500 mm zu überdecken, was in Gebirgsgegenden notwendig werden kann. In Österreich und in Norditalien sind viele Kanäle für Drahtleitungen in Benutzung, bei uns sind sie im Osten und in Bayern viel in Gebrauch.

Die Baken für Vorseignale und Niveauübergänge, die Betonkanäle und -pfosten werden von der Reichsbahndirektion Schwerin in Mecklenburg auf ihrem Betonwerk Rethwisch hergestellt.

Vermischtes.

Ministerialrat Dr. A. Sorger zum Ministerialdirektor ernannt. Der bisherige Vorstand der sächsischen Wasserbaudirektion, Ministerialrat Dr.-Ing. ehr. A. Sorger ist vom 1. Oktober 1929 ab unter gleichzeitiger Ernennung zum Ministerialdirektor mit der Leitung der II. Abteilung des sächsischen Finanzministeriums beauftragt worden. Dr. Sorger, der etwa zehn Jahre lang der sächsischen Wasserbaudirektion vorgestanden und sich in dieser Zeit große Verdienste um die Wasserwirtschaft des Freistaats Sachsen erworben hat, wurde am 30. Juni 1878 geboren, befindet sich also heute auf dem Höhepunkte seines Schaffens. 1899 bis 1902 besuchte er die Technische Hochschule Dresden und war Schüler u. a. von Otto Mohr und Hubert Engels. 1906 bestand er die Regierungsbaumeister-Prüfung im Wasserbaufach. 1908 wurde er Leiter des Tal-sperrrenbaues in Malter, nach dessen Fertigstellung (1913) er als Hilfsarbeiter in die Wasserbaudirektion des Finanzministeriums berufen wurde. 1919 wurde er zum stellvertretenden Direktor und schon 1920 zum Wasserbaudirektor und Vortragenden Rat im Finanzministerium ernannt. Zahlreiche Bauten legen Zeugnis ab von seiner verdienstvollen Tätigkeit insbesondere auf dem Gebiete der Wasserkraftnutzung, und ganz besonders hoch sind seine energischen, vorzüglichen Maßnahmen zur schnellen Beseitigung der schweren Schäden zu bewerten, die im Jahre 1927 das katastrophale Hochwasser im Müglitz- und Gottleuba-Bezirk verursacht hatte.

Die Technische Hochschule Dresden hat im Jahre 1926 Herrn Dr. Sorger als Erstem die neue silberne Engels-Denkünze und 1928 anlässlich ihrer Jahrhundertfeier in Anerkennung seiner Verdienste um die sächsische Wasserwirtschaft die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehr. verliehen¹⁾. „Die Bautechnik“ hat bereits mehrfach wertvolle Aufsätze aus seiner Feder gebracht²⁾ und darf hoffen, auch in Zukunft Herrn Ministerialdirektor Dr. Sorger zu ihren geschätzten Mitarbeitern zu zählen.

Technische Hochschule Danzig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem Reichsbahndirektionspräsidenten Bruno Möller in Königsberg Pr. in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um das Zustandekommen der neuen Königsberger Bahnanlagen und wegen der gerechten Würdigung, die er der Ingenieurarbeit in den vielgestaltigen Formen des Eisenbahnwesens entgegengebracht hat.

Oberbaudirektor Wendemuth †. Am 23. September ist der hochverdiente Hamburger Oberbaudirektor Dr.-Ing. ehr. G. L. Wendemuth, der erst am 30. Juni in den Ruhestand getreten war, infolge eines Schlaganfalls gestorben. Wir haben die wichtigsten Angaben über seinen Lebenslauf bereits in Heft 32, S. 499, gebracht.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1929. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Ins- gesamt ¹⁾	Davon:		
					Deutsche	Aus- länder	Aus- länder deutsch. Abkunft
Aachen . . .	950	36	366	1352 (1870)	897	89 ²⁾	—
Berlin . . .	5763	265	227	6255 (6467)	—	—	—
Braunschweig .	1017	62	72	1151 (1131)	1083	68	—
Breslau . . .	728	41	24	793 (—)	—	—	—
Danzig . . .	1626	34	67	1727 (1903)	—	—	—
Darmstadt . . .	2595	22	142	2759 (2758)	2559	143	57
Dresden . . .	3117	138	145	3400 (3318)	2935	320	145
Hannover . . .	1789	52	58	1899 (2179)	1727	62 ²⁾	—
Karlsruhe . . .	1218	31	149	1398 (1523)	1134	115 ²⁾	—
München . . .	3751	44	135	3930 (4333)	3649	160	121
Stuttgart . . .	1725	50	292	2067 (2513)	1726	49 ²⁾	—

¹⁾ Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1928/29. — ²⁾ a) und b) zusammen.

¹⁾ Vgl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 9, S. 113; 1928, Heft 27, S. 404.
²⁾ Vgl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 15, S. 217; 1929, Heft 1, S. 1.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Inge- nieur- bau- wesen	Arch- itektur	Ma- schi- nen- bau	Elek- tro- tech- nik	Chemie und Phar- mazie	Hütten- kunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen . . .	148	85	188	100	52	222	73
Berlin . . .	923	447	1563	1442	314	116	350
Braunschweig .	129	78	233	143	191	—	243
Breslau . . .	92	—	243	130	75	94	46
Danzig . . .	274	128	432	257	135	—	187
Darmstadt . . .	308	251	777	507	153	—	599
Dresden . . .	272	209	804	—	256	—	1576
Hannover . . .	347	186	670	375	103	—	108
Karlsruhe . . .	170	212	416	230	107	—	83
München . . .	607	332	1699	—	313	—	655
Stuttgart . . .	296	336	501	203	173	4	212

Außerdem: Bergbau: Aachen 82, Berlin 247, Breslau 48. — Schiffs- und Luftfahrzeugbau: Berlin 361, Danzig 191. — Landwirtschaft: Danzig 22, München 145.

Anweisung für Mörtel und Beton (AMB). Die unterm 20. September 1928 von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft herausgegebene, im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienene bekannte „Anweisung“¹⁾ ist nunmehr vom Reichsverkehrsminister durch Erlaß vom 8. Juli 1929 — W. I. E. II. T. 3. 162 — auch, soweit sie sich nicht ausschließlich auf den Dienstbetrieb der Reichsbahn bezieht, zur sinngemäßen Anwendung für die Bauausführungen der Reichswasserstraßenverwaltung in Kraft gesetzt worden.

Für die besonderen Verhältnisse des Wasserbaues sind dabei eine Reihe von Punkten erläutert und ergänzt. So wird betont, daß bei Wasserbauten vielfach die Dichtigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons ebenso wichtig oder noch bedeutsamer für die Wahl des Mischungsverhältnisses und der Steife des Betons sind, als die Festigkeit. Auf die passende Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe und den genügenden Gehalt von Zement, sowie auf die richtige Wahl des Zementwasserfaktors zur Erzielung eines dichten Betons wird eindringlich hingewiesen. Bei aggressiven Wässern gewinnt die Verwendung von Traßzusatz eine erhöhte Bedeutung. Die Anwendung sog. „weichen Betons“ (der sich nicht mehr stampfen läßt) soll im Wasserbau nicht ausgeschlossen sein, doch ist er mit geeigneten Werkzeugen kräftig durchzuarbeiten („stochern“). Die Anordnung lotrechter Trennungsfugen, die gegen Wasserdruck besonders zu dichten sind, wird bei ausgedehnten Wasserbauwerken gefordert. Putz und Vorsatzbeton sind bei Wasserbauten möglichst zu vermeiden, statt dessen wird für größere Betonflächen Spritzputz (Torkret) empfohlen. Bei Schalungen für Weichbeton- und Gußbetonbauten wird wegen des starken Seitendruckes eine ausreichende Befestigung durch Anker, Spanndrähte usw. unmittelbar über den waagerechten Arbeitsfugen gefordert.

Der gegenwärtige Stand der Bauarbeiten am Mittellandkanal wurde am 17. September gelegentlich einer Großen Ausschußsitzung des „Zentralvereins für Deutsche Binnenschifffahrt“ zu Magdeburg vom Elbstrombaudirektor Dr.-Ing. Zander in einem Lichtbildervortrag der Öffentlichkeit zur Kenntnis gebracht. Danach sind die Bauarbeiten auf der ganzen Strecke von Peine bis zur Elbe in Angriff genommen. Um die Anfuhr der Geräte und Baustoffe zu den einzelnen Baustellen zu erleichtern, sind neun Anschlußbahnhöfe an die Reichsbahn geplant, von denen sechs bereits fertiggestellt sind. Bisher sind neun Erdarbeitlose vergeben, die etwa ein Drittel der ganzen Kanallänge umfassen. Die gesamte Bodenbewegung beträgt 45 Mill. m³, davon sind bis jetzt 13 Mill. m³ geleistet bei einer täglichen Baggerarbeit von durchschnittlich 40 000 m³. Insgesamt sind auf den Baustrecken 18 Eimerbagger und 23 Löffelbagger eingesetzt und 125 Lokomotiven mit der Bodenförderung beschäftigt. Die Durchschnittszahl der auf den Baustellen beschäftigten Arbeiter ist auf mehr als 4000 gestiegen. Es sind Kanaleinschnitte bis

¹⁾ Vgl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 44, S. 655.

22 m Tiefe auszuheben, teilweise unter besonderer Erschwernis durch ölhaltigen Felsen und durch Rutschungen. Der Schwerpunkt der ganzen Erdarbeit liegt in der Schüttung des großen Damms zwischen Neuhaldeleben und der Elbe, dessen Krone bis zu 18 m über Gelände zu liegen kommt. Da die Lichthöhe der Elbüberbrückung in der Schifffahrtöffnung von der Internationalen Kommission mit 6 m vorgeschrieben wurde, mußte der Spiegel der Elbhaltung auf + 56 NN gehoben werden. Er liegt nun 9 m unter der Scheitelhaltung von + 65 NN, die westlich durch die Hindenburgschleuse und östlich durch die noch nicht in Angriff genommene Schleuse bei Fallersleben abgeschlossen sein wird.

Die Kreuzung von Eisenbahnen, Straßen und Wasserläufen erfordert im ganzen 12 Bahn-Über- bzw. -Unterführungen, von denen 4 fertiggestellt sind, ferner 76 Straßenbrücken, von denen 22, und 53 Durchlässe und Düker, von denen 9 fertiggestellt worden sind. Es handelt sich dabei um sehr ansehnliche Bauwerke, wie z. B. den Alldüker, der zur Abführung von 90 m³/sek drei Öffnungen erhalten mußte und nur unter Grundwassersenkung ausführbar war. Die 900 m lange Kanalbrücke über die Elbe bei Hohenwarte mit einer mittleren Stromöffnung von 100 m Lichtweite, sowie die beiden Schiffshebewerke von 17 und 18 m Hub auf dem linken und rechten Elbufer sind noch nicht in Angriff genommen, nur die am Hebewerk bei Rotensee für den späteren Betrieb erforderlichen Wohnhausbauten sind fertig und in Benutzung genommen.

Der Grunderwerb von rd. 2600 ha konnte meist freihändig getätigt werden. Auf die Belange der Landwirtschaft wird überall besondere Rücksicht genommen. So ist z. B. im sumpfigen Drömlinggebiet ein neuartiger, elektrisch betriebener Bagger in Tätigkeit, der Moor und Torf aushebt, in einem besonderen Gehäuse nach einem Patentverfahren unter Wasserzusatz zu Schlamm umbildet und durch Rohrleitungen kilometerweit auf das Gelände verteilt. Da der profilmäßige Kanalaushub nicht ausreicht, um den großen Dammkörper in der Elbniederung herzustellen, zumal lehmhaltiger Boden als ungeeignet ausgesetzt werden muß, sind ausgedehnte Seitenentnahmen notwendig geworden, aus denen reiner Sand gewonnen und unter ständigem Wasserzusatz lagenweise in den Dammkörper eingebaut wird. Südlich Wolmirstedt wird ein mächtiges Tonlager abgeräumt, aus dem der Ton zu der Dichtungsschicht des Kanalbettes in den Dammstrecken gewonnen werden soll.

Die in Ausführung befindliche Kanalstrecke westlich Peine wird von vornherein in der Querschnittsgestaltung für den Verkehr von 1000-t-Schiffen hergerichtet und erhält bei einer Wassertiefe von 3,5 m Spiegelbreiten von 37 m und in den Dammstrecken von 41 m.

Die im Jahre 1926 in Angriff genommene Reststrecke des Mittellandkanals sollte programmgemäß in sechs Baujahren gebaut werden. Leider wird sich diese Frist infolge der stark gekürzten Bauraten erheblich verlängern, so daß die Fertigstellung und Betriebseröffnung des ganzen Mittellandkanals erst im Jahre 1937 zu erwarten steht. Bemerkenswert sei schließlich, daß im Anschluß an den Abstiegskanal bei Rotensee durch die Stadt Magdeburg bereits eine ausgedehnte Industriehafenanlage zur Ausführung gebracht wird, die zur hochwasserfreien Aufhöhung des Geländes erhebliche Erdarbeiten erfordert.

Ctg.

Jahresbericht 1928 der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China)¹⁾. Der vorliegende Bericht der als „Technische Fakultät“ der Staatlichen Tung-chi-Universität von der chinesischen Regierung unterhaltenen Technischen Hochschule umfaßt die Zeit vom 1. Januar bis 31. Dezember 1928. Die Universität hat bekanntlich außer der technischen nur noch eine medizinische Fakultät. Die Technische Hochschule, die ein Studium von zehn Semestern voraussetzt, untersteht — wie auch die medizinische Fakultät — einem deutschen Dekan (zur Zeit Prof. Dipl.-Ing. Slotnarin), die Fachdozenten sind fast ausschließlich Deutsche; die Vortragsprache ist deutsch. Der Anstalt ist eine Mittelschule mit sechsjährigem Lehrplan und mit deutschem Schulleiter angegliedert.

Das verflossene Schuljahr ist ruhig verlaufen. Leider waren für den dringend erforderlichen Neubau zur Unterbringung der Mittelschule und für Alumnote nicht genügend Mittel vorhanden, so daß von den 700 Anwärtern nur 70 aufgenommen werden konnten. Der Bau war Ende Oktober 1928 fertiggestellt; das Obergeschoß wird für Alumnotzwecke benutzt, nur die Räume des Erdgeschosses dienen dem Unterricht. Am 26. und 27. Mai 1928 wurde in Anwesenheit zahlreicher chinesischer Gäste das zwanzigjährige Bestehen der Anstalt gefeiert, wobei bedeutsame Ansprachen gehalten wurden und von einem der Festredner der Neubau eines neuen Mittelschulgebäudes in sichere, nahe Aussicht gestellt werden konnte.

Schlußprüfungen fanden im Berichtsjahre nicht statt; die Vorprüfung (nach dem zweiten Studienjahre) bestanden 23 Kandidaten, davon 13 Bauingenieure. Die Gesamtzahl der Studierenden beider Fakultäten einschließlich der Mittelschule und Werkmeisterschule betrug 637.

Dem Jahresbericht ist ein ausführliches „neues Lehrprogramm“ beigegeben, das auch über das praktische Arbeitsjahr Aufschluß gibt und die Werkstattsordnung und Prüfungsordnungen enthält.

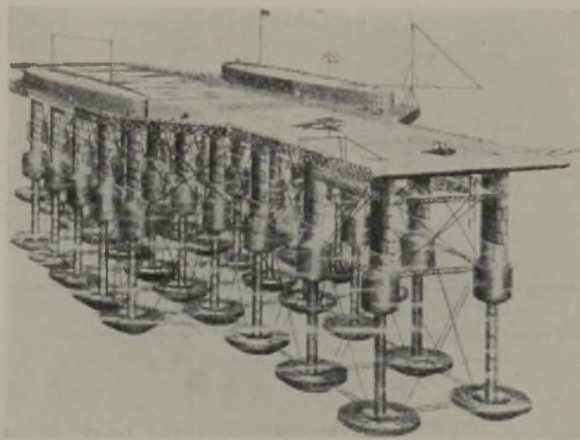
Ls.

Der zweite Jahresbericht über den Bau der Hudsonbrücke in New York zwischen Fort Lee und Fort Washington bis Ende 1928 (New York, The Port of New York authority, 41 S., 3 Taf., 46 Abb.) bringt eine kurze Zusammenfassung der bis Ende 1928 geleisteten Arbeiten. Unter Hinweis auf den Aufsatz im „Stahlbau“ 1929, Heft 17, mögen folgende Angaben genügen: Die Gründungen und Pfeilerfüße der beiden

Ufer sind fertig, auch der Verankerungsblock auf der New Yorker Seite ist so weit fertig, daß die Verankerungsteile eingebaut werden konnten. Die Eisenkonstruktion der Pfeiler war bis zum zehnten Geschoß aufgestellt. (Inzwischen sind auch die beiden letzten Geschosse aufgestellt.) Von dem Draht für die Kabel waren rd. 10 000 t fertig. Da die Lieferfristen zum Teil unterschritten wurden, ist mit rechtzeitiger Fertigstellung der Brücke zu rechnen.

Müllenhoff.

Schwimmender Luftfahrthafen für Überseeverkehr. Nach Eng. News-Rec. 1929 vom 16. 5. soll demnächst mit der Herstellung eines bereits vor einigen Jahren entworfenen schwimmenden Luftschiffahrthafens in Amerika begonnen werden. Der Entwurf sieht für die Überquerung des Ozeans in Abständen von 750 km eine Reihe solcher schwimmender Landungsplätze vor, die mit Unterkunftsräumen für die Reisenden sowie mit Schuppen für Flugzeuge und Reparaturwerkstätten ausgerüstet sein sollen. Der erste, zunächst geplante Schwimmhafen soll versuchsweise etwa auf der halben Strecke zwischen New York und den Bermuda-Inseln stationiert werden. Die obere Plattform, die 364 × 122 m umfassen soll,



ist etwa 23 m über der Wasseroberfläche vorgesehen. Sie wird aus Stahlplatten hergestellt. Als Unterstützungen sollen die aus der Abbildung des Modells erkennbaren schwimmenden Säulen dienen, die dem Ganzen auch bei ungewöhnlich hohen Wellen eine sichere Schwimmfähigkeit geben. Im unteren Teil der Säulen sind etwa 23 m unterhalb der Landungsfläche besondere Schwimmkästen angeordnet, die 10,6 m hoch sind und bei glattem Wasserspiegel gerade ganz eintauchen. Ungefähr 21 m unterhalb dieser Schwimmkästen sind an Säulenverlängerungen Belastungskörper zur Erhaltung des Gleichgewichtes angebracht. Die Schwimmstützen sind untereinander durch einen Diagonalverband versteift. Der schwimmende Hafen wird durch ein nach dem Grund hin stufenweise schwächer werdendes Kabel mittels einer besonderen Verankerung festgelegt, so daß er sich nach dem Winde und Wellengang frei einstellen kann.

Zs.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Versuche an Armco-Eisen. Unter dieser Überschrift hat Professor Müllenhoff in der „Bautechnik“ 1929, Heft 22, Ergebnisse über Rostversuche mit Armco-Eisen im Vergleich zu gewöhnlichem Flußeisen veröffentlicht, die er an Plättchen im Freien und im Rauchschlote eines Gaswerkes ausgeführt hat. Er kommt aus den Versuchen zu dem Ergebnis, daß die angeblich größere Widerstandsfähigkeit des Armco-Eisens gegen den Rostangriff unter den dort vorliegenden Verhältnissen nicht vorhanden war.

Die von Prof. Müllenhoff für die Versuche verwendeten Eisensorten hatten folgende Zusammensetzung:

	C	P	Mn	S	Si	Cu
Armco-Eisen .	0,04	0,010	0,07	0,0225	0,01	0,08 %
Flußeisen . . .	0,05	0,019	0,295	0,0305	0,01	0,305 %

Auffallend ist hier der hohe Kupfergehalt des Flußeisens von 0,305 % Cu. Es handelt sich hier offenbar nicht um ein normales, sondern um ein mit Kupfer legiertes Flußeisen. Nun ist aber durch zahlreiche, in den letzten Jahren durchgeführte Korrosionsversuche, die in Laboratorien und als Großversuche durchgeführt wurden¹⁾, mit ziemlicher Übereinstimmung festgestellt worden, daß ein Kupferzusatz zum Eisen die Korrosion stark herabsetzt. Eigene, in der Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamts durchgeführte Versuchsreihen an Stählen mit verschiedenem Kupfergehalt haben diese Erscheinung ebenfalls bestätigt. Aus den Kurven Abb. 1 u. 2 geht hervor, daß der Korrosionsangriff in Schwefelsäure, Salzsäure und Leitungswasser mit zunehmendem Kupfergehalt stark abfällt, und zwar bis zu etwa 0,30 bis 0,40 % Cu, während bei höherem Kupfergehalt der Korrosionsangriff

¹⁾ Stahl und Eisen 1926, Nr. 52, „Die Witterungsbeständigkeit gekupferten Stahles“ von K. Daeves.

¹⁾ Vgl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 41, S. 622.

wieder leicht zunimmt. Das von Prof. Müllenhoff als Vergleichsmaterial verwendete Flußeisen liegt mit 0,30 % Cu fast in dem Bereich der Kurve, wo der Korrosionswiderstand am geringsten ist. Es ist wohl ohne weiteres anzunehmen, daß seine Versuchsergebnisse hierdurch nicht unwesentlich beeinflusst wurden.

In der Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamts wurden in letzter Zeit ebenfalls Korrosionsversuche an Armco-Eisen im Vergleich zu gewöhnlichem Kesselblech durchgeführt. Der verwendete Werkstoff hatte folgende chemische Zusammensetzung:

	C	Si	Mn	P	S	Cu
Armco-Eisen . . .	0,03	Spuren	0,06	Sp.	0,03	Sp.
Kesselblech . . .	0,05	"	0,37	0,02	0,02	0,08 %

Diese Proben wurden in 5%iger und in 1%iger Schwefelsäure, 1%iger Salzsäure, 5%iger Essigsäure und Leitungswasser vier Wochen der Korrosion ausgesetzt. Sämtliche Proben wurden mit Walzhaut geprüft. Das Ergebnis enthält die nachstehende Tabelle.

Werkstoff	Lösung	Gewichtsverlust in mg/cm ² Probenoberfläche
Armco-Eisen . . .	5%ige Schwefelsäure	185
Kesselblech . . .	Schwefelsäure	418
Armco-Eisen . . .	1%ige Schwefelsäure	45
Kesselblech . . .	Schwefelsäure	78
Armco-Eisen . . .	1%ige Salzsäure	22,3
Kesselblech . . .	Salzsäure	22,5
Armco-Eisen . . .	5%ige Essigsäure	1,7
Kesselblech . . .	Essigsäure	3,5
Armco-Eisen . . .	Leitungswasser	1,1
Kesselblech . . .	Leitungswasser	2,6

Aus diesen Ergebnissen geht eine Überlegenheit des Armco-Eisens hervor. Nur in Salzsäure konnte kein Unterschied festgestellt werden. Ebenso wurden Korrosionszerreißversuche mit Armco-Eisen und Kesselblech ausgeführt. Die Zerreißstäbe wurden einen Tag in 5%iger und sechs Tage in 1%iger Schwefelsäure korrodiert. Die Abnahme der Zugfestigkeit ist beim Kesselblech in fast allen Fällen höher als beim Armco-Eisen.

Zusammenfassend kann man folgendes sagen: Die in der Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamts ausgeführten Korrosionsversuche mit Armco-Eisen im Vergleich zu gewöhnlichem Kesselblech ergaben in fast allen Fällen eine Überlegenheit des Armco-Eisens.

Die Versuchsergebnisse von Prof. Müllenhoff sind durch den hohen Kupfergehalt des von ihm verwendeten Flußeisens offenbar stark beeinflusst worden. Hierauf ist wahrscheinlich die von ihm gefundene Gleichwertigkeit des Verhaltens von Armco-Eisen gegenüber Flußeisen beim Rostversuch zurückzuführen. Dr. W. Marzahn, Berlin.

Erwiderung.

Der verhältnismäßig hohe Kupfergehalt des bei meinen Versuchen verwendeten Flußeisens war mir allerdings auch schon aufgefallen; ich habe ihm zunächst keine weitere Beachtung geschenkt, da einerseits die Flußeisenbleche aus dem normalen Lagervorrat der Firma genommen waren, die mir die Anregung zu den Versuchen gegeben hat, und da andererseits Kupfergehalte von einigen Zehntelprozent in dem normalen Flußeisen öfter vorkommen sollen, als man meist annimmt, vermutlich weil bei sehr vielen Analysen der Kupfergehalt nicht mitbestimmt wird. Ich bin Herrn Dr. Marzahn dankbar für den Hinweis, daß dieser zufällige Kupfergehalt wahrscheinlich das Ergebnis stark beeinflusst hat. Das Verhältnis der von ihm mitgeteilten Korrosionsverluste schwankt ziemlich stark; es bestätigt das meine Auffassung, daß nur Dauerversuche

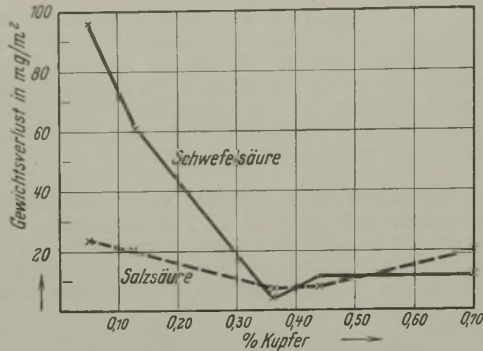


Abb. 1.

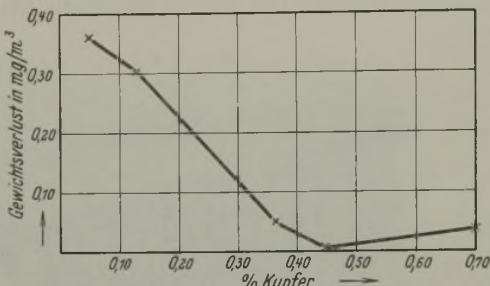


Abb. 2.

unter Verhältnissen, die der Praxis möglichst nahekommen, ein endgültiges Urteil gestatten.

Da mir von befreundeter Seite weiteres Versuchsmaterial zur Verfügung gestellt wird, werde ich die Versuche demnächst in etwas größerem Maße wiederholen und beabsichtige, seinerzeit an dieser Stelle darüber zu berichten.

In einer Zuschrift an mich erklärt die Armco-Eisen-Gesellschaft übrigens, das mir übergebene Material sei unmöglich echtes Armco-Eisen gewesen, da sie jede Gewähr übernehme, daß solches höchstens 0,15 % gesamte Beimengungen habe. Es ist natürlich jetzt nicht mehr möglich, genau festzustellen, ob bei der mir übergebenen Probe eine Vertauschung vorgekommen ist. Die weiteren Versuche werden hoffentlich Klarheit bringen. Prof. Müllenhoff.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Reichsbahnrat: Reichsbahnmann Mondrzik in Essen; — zum Reichsbahnratmann auf Dienstposten von besonderer Bedeutung: die Reichsbahnratmänner Borstorff in Leipzig-Wahren und Speer in Mannheim sowie der technische Reichsbahnoberspektor Drosdau in Gleiwitz; — zum Reichsbahnratmann: die Reichsbahnoberspektoren Kock in Wustermark, Jandy in Kassel, Hoffsummer in Köln, Zarnekow in Neuß, Barthelmeß in Köln, Werner Müller in Magdeburg, Collmann von Schatberg in Mainz, Friedrich in Oppeln, Fleßner, Keese und Brunken in Oldenburg, die technischen Reichsbahnoberspektoren Krohn in Berlin, Häring in Elberfeld, Badewitz in Erfurt, Witzell in Hersfeld, Reisenweber in Aschaffenburg, Schöffel in München und Tamm in Leipzig; — zum Oberlandmesser auf wichtigerem Dienstposten: die Oberlandmesser Grün in Breslau, Schwartz in Magdeburg, Enßlin und Beck in Dresden, Weissenstein, Schreiweiß, Münz, Rheinweiler, Betz, Heldmaier und Stahl in Stuttgart.

Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Ditmar, bisher beim R. Z. A. in Berlin, zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnoberräte von Conrad, Dezernt (Mitglied) der R. B. D. Erfurt, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, Berghauer, Vorstand des Maschinenamts Halle (Saale), als Vorstand zum Maschinenamt Köln-Deutz, Ludwig Bauer, Dezernt beim Zentralbauamt der Gruppenverwaltung Bayern in München, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Augsburg, und Hans Braun, Vorstand des Betriebsamts Eger, als Dezernt (Mitglied) zur R. B. D. Regensburg, die Reichsbahnrate Jargon, Vorstand des Verkehrsamts Altona, als Vorstand zum Verkehrsamt Gera, Dr. jur. Kalischek, bisher bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), als Vorstand zum Verkehrsamt Fulda, Dr. jur. Streitz, bisher bei der R. B. D. Stettin, zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Dr. jur. Seitz, bisher bei der R. B. D. Würzburg, zur R. B. D. Essen, Unruh, Vorstand des Maschinenamts Weissenfels, zum R. Z. A. in Berlin, Heyne, Vorstand des Maschinenamts Köln-Deutz, als Vorstand zum Maschinenamt Halle (Saale), Schuhmacher, bisher beim R. Z. A. in Berlin, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Schneidemühl, Hans Schäfer, bisher beim Ausbesserungswerk München, zum Ausbesserungswerk Neuaubing, Röckl, bisher bei der R. B. D. München, zum Maschinenamt Regensburg, Bernhardt, bisher beim Maschinenamt Leipzig 1, als Vorstand zum Maschinenamt Allenstein, und Reinhardt, Vorstand des Neubauamts Friemersheim, infolge Auflösung dieses Amts zur R. B. D. Köln, sowie die Reichsbahnratmänner Sommer, bisher beim R. Z. A. in Berlin, zur R. B. D. Köln, Rödenbeck und Redmann, bisher beim R. Z. A. in Berlin, zur R. B. D. Berlin.

Überwiesen: Reichsbahnrat Schumann, bisher bei der R. B. D. Köln, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Köln-Nippes.

Ausgeschieden: Reichsbahnrat Johann Zache, bisher bei der R. B. D. Magdeburg.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Paul Beyerle, Dezernt (Mitglied) der R. B. D. Stuttgart, und Adolf Kohlborn, Vorstand der Starkstrominspektion in München, die Reichsbahnratmänner Rechnungsrate Otto Grasse und Berthold Graefe, Hilfsdezernten bei der R. B. D. Berlin, sowie die Reichsbahnratmänner Maximilian Göbel, Hilfsdezernt bei der R. B. D. Elberfeld, Andreas Kersten, Vorstand des Bahnbetriebswerks Gera, Hermann Rühmtorf, Vorstand des Bahnhofs Neuß, Friedrich Asten, Hilfsdezernt bei der R. B. D. Magdeburg, Julius Martini beim Bauamt München 3 und Leopold Adels, Vorstand des Verkehrsbüros bei der R. B. D. Oldenburg.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Hangarter, Dezernt (Mitglied) des R. Z. A. in Berlin, Reichsbahnrat Franz Sauer, Vorstand des Kohlenabnahmeamts in Essen, die Reichsbahnratmänner Freyschmidt, Hilfsdezernt bei der R. B. D. Magdeburg, Horning bei der R. B. D. Regensburg und Oeller, Vorstand der Bahnmeisterei Nürnberg Hauptbahnhof 1.

INHALT: Der Bau eines Hauptsammelkanals mit Bahnunterkreuzung in München. — Der Umbau der Havelbrücke in Potsdam. (Fortsetzung.) — Betonkonstruktionen für Sicherungsanlagen der Eisenbahnen. — Vermischtes: Ministerialrat Dr. A. Sorger zum Ministerialdirektor ernannt. — Technische Hochschule Danzig. — Oberbaudirektor Wendemuth †. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1929. — Anweisung für Mürtel und Beton (AMB). — Gegenwärtiger Stand der Bauarbeiten am Mittellandkanal. — Jahresbericht 1928 der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China). — Zweiter Jahresbericht über den Bau der Hudsonbrücke in New York. — Schwimmender Luftfahrhafen für Überseeverkehr. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.