

Abb. 1. Pirna mit der Elbbrücke 1928.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Pirnaer Elbbrücke und ihre Verbreiterung 1928.

Von Oberregierungsbaurat R. Lehnert, Pirna.

I. Vorgeschichte der Pirnaer Elbbrücke.

Von den zwölf Brücken, die in Sachsen über die Elbe führen (drei Eisenbahn-, sechs Straßenbahn-, drei Eisenbahn- und Straßenbrücken), sind die ehemalige Augustusbrücke in Dresden (Neubau 1906 bis 1910) und die Meißner Elbbrücke im 13. Jahrhundert, sämtliche übrigen Brücken in der Zeit zwischen 1846 und 1900 entstanden. Zur Zeit ist wieder eine gesteigerte Bautätigkeit festzustellen. Der Überbau der Meißner Eisenbahnbrücke mußte 1926/27 erneuert und die 1872 bis 1875 erbaute Pirnaer Brücke 1928 verbreitert werden. In den nächsten Jahren soll ein Umbau der Meißner Straßenbrücke und der Neubau einer fünften Straßenbrücke in Dresden ausgeführt werden.

Die Vorgeschichte des Pirnaer Brückenbaues läßt sich bis 1563 zurück verfolgen.

In diesem Jahre ließ nach einem Bericht in der Pirnaischen Chronik von 1729 ein Pirnaer Bürger, Mattheus Heinze, den Elbstrom von der „Pforte“ bis zum „Wert“ für die Zwecke einer Brückenplanung vermessen. Der Wert (Werder) ist eine ehemalige Elbinsel, die heute infolge von Verlandung und Verfüllung des sie vom Ufer trennenden Wasserarmes mit dem Ufer verbunden ist (Abb. 2).

Die Brücke war als Holzbrücke im Zuge der Badergasse vom Erdhübel vor der Pforte nach dem Wert und zur Copitzer Gasse gedacht und mit 40 000 meißnischen Gulden veranschlagt worden¹⁾. Da der Kurfürst eine Unterstützung in der erbetenen Höhe nicht gewähren konnte, mußte der Brückenbau unterbleiben.

Als Anfang vorigen Jahrhunderts Pirna durch die Aufhebung der Stapelgerechtigkeit und durch die Freieibung der Elbschiffahrt in kaufmännischer Hinsicht viel verloren hatte, hoffte man durch Erbauung einer Elbbrücke den gesamten Handel des Oberelbgaues wieder gewinnen und Pirna wieder zum Haupthandelsplatz machen zu können. Zur Verwirklichung der 1828 vom Hofbaumeister Bläßmann im Auftrage des Stadtrates aufgestellten Planung einer Kettenbrücke nach englischen und österreichischen Vorbildern konnten aber die restlichen 50 000 Taler der auf 90 000 Taler veranschlagten Kosten nicht aufgebracht werden, so daß auch dieser Plan scheiterte.

Auch die Hoffnungen auf den Bau einer 1837 geplanten Eisenbahn von Dresden über Pillnitz nach Pirna und damit einer Elbbrücke im Zuge dieser Linie verwirklichten sich nicht, ebensowenig die an die Errichtung einer Amtshauptmannschaft in Pirna und an

ein für den Brückenbau gegründetes Aktienunternehmen geknüpften Hoffnungen.

Nachdem aber die Bodenbach-Dresdner Eisenbahn gebaut und die Südlautitzer Bahn bis Sohland genehmigt war, wurde 1870 auch die Verbindungsbahn dieser beiden Linien und damit endlich die Elbbrücke bei Pirna genehmigt. Bis zum Baubeginn vergingen noch zwei Jahre. Die Brücke sollte in erster Linie Eisenbahnzwecken dienen, die mit zu überführende Straße mußte sich also der Linienführung der Bahn unterordnen. Daraus erklärt sich die wenig günstige Lage der Brücke zur Stadt. Andererseits hat diese Lage für den neuzeitlichen Durchgangsverkehr den Vorteil, daß er die innere Stadt nicht zu berühren braucht.

Die Pirnaer Brücke war damals die erste Straßenbrücke auf der 56 km langen Strecke zwischen sächsisch-böhmischer Landesgrenze und der Dresdner Augustusbrücke. 1875 bis 1877 entstand dann noch die Eisenbahn- und Straßenbrücke bei Schandau.

II. Die Erbauung der Elbbrücke in den Jahren 1872 bis 1875.

Der mit der Planung und Ausführung der neuen Brücke beauftragte Wasserbauinspektor Hofmann aus Dresden stellte die Entwürfe einer Eisen- und einer Sandsteinbrücke zur engeren Wahl. Die hohen Bau- und Unterhaltungskosten und die baukünstlerisch wenig befriedigenden Überbauten führten zur Ablehnung des Entwurfes der eisernen Brücke. Nach dem zur Ausführung gewählten Entwurfe einer neunbogigen Steinbrücke, die zugleich Zeugnis ablegen sollte von der Bedeutung der Pirnaer Sandsteinindustrie, wird der eigentliche Stromschlauch im Grundriß in einer Geraden von 138,5 m Länge überschritten. Daran schließt sich je



a vermutliche Form des ehemaligen rechten Elbarmes. b altes Werthaus. c neues Werthaus
b und d aus einer um 100 Jahre älteren Karte übertragen.

Abb. 2. Pirna nach der Elbstromkarte von Schlieben (1828).

¹⁾ 40 000 Gulden Meißner Währung hatten damals einen Wert von rd. 190 000 Mark und würden heute einem Werte von rd. 500 000 R.-M. entsprechen.

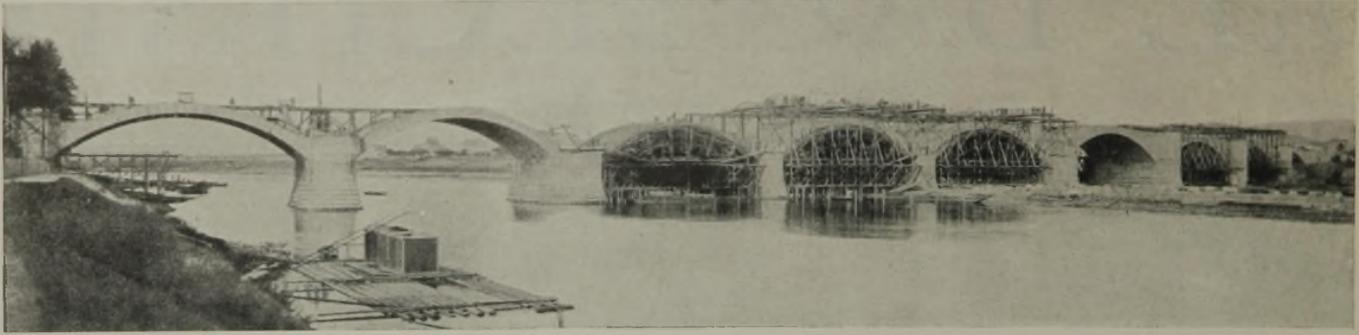


Abb. 3. Bau der Pirnaer Elbbrücke, 1872 bis 1875.

ein Bogen an auf dem linken Ufer von 250 m Halbmesser und 46,5 m Länge, auf dem rechten Ufer von 500 m Halbmesser und 109 m Länge. Die vier Stromöffnungen haben Brückenbogen von je 30 m l. W. Nach dem rechten Ufer zu folgen zwei Landbogen von ebenfalls je 30 m, weiter je einer von 24, 20 und 16 m. Die Verringerung der Lichtweiten ergibt sich daraus, daß das Pfeilverhältnis aller Bogen 1:5 sein sollte, die Pfeilhöhen jedoch unter der Copitzer Rampe ermäßigt werden mußten. Die Rücksicht auf die Schifffahrt gebot die Ausführung der Wölbarbeiten in drei Abteilungen und damit die Einschaltung von zwei Gruppenpfeilern, die ebenso wie die Endwiderlager je 7,5 m stark ausgeführt wurden gegen 4,5 m Stärke der übrigen Pfeiler. In den Bogenstrecken wurden zur Vermeidung schiefer Gewölbe die Pfeiler konisch ausgebildet. Sämtliche Pfeiler wurden durch Fundamentabsätze verstärkt, die bis auf 2,83 m unter Nullwasserstand hinunterreichten.

Die Brücke ist zwischen den Stirnen 16 m breit. Durch beiderseitige Konsolsteine wird die Gesamtbreite noch um zusammen 1,13 m größer. Die Brückenfahrt wurde wie folgt eingeteilt: Fußweg der Eisenbahn 1,13 m, Bahnkörper 7,65 m, Zwischenfußweg mit Geländer 0,57 m, Straßenfahrbahn 6,08 m, Fußweg der Straße 1,70 m.

Im Stromschlauch wurde guter, tragfähiger Baugrund erst in 4 m Tiefe unter der Flußsohle festgestellt. Die Pfeiler wurden auf Pfahlrosten gegründet, die 450 Mark/m² Pfeilergrundfläche kosteten.

Bei den Gründungsarbeiten im Strome wurden die Tragpfähle von schwimmenden Gerüsten aus mit Dampfrahmen innerhalb von Spundwänden geschlagen. Die rechnerische Traglast jedes Pfahles betrug 35,3 t. Das Aufbringen des Rostes und das Mauern der ersten Schichten geschah zwischen Fangedämmen bei trockener Baugrube. Die Wasserhaltung bereitete keine Schwierigkeiten. Die Pumpen leisteten durchschnittlich 45 l/sek bei 4,5 m Hubhöhe.

Bei den Wölbarbeiten konnten die Gerüste des ersten Abschnitts für den zweiten zum Teil wieder verwendet werden (Abb. 3). Die Lehrgerüste selbst bestanden aus sieben Bindern und sechs Lehrgebänden. Zum Ausrüsten wurden elf Wölbschrauben in jeden Binder eingebaut. Als geringste Scheitelsenkungen wurden 17 mm, als größte 63 mm gemessen.

Im Juli 1872 wurde mit dem Rammen des Fangedammes für den ersten Strompfeiler begonnen. Am 4. Dezember fand die Grundsteinlegung statt. Ende 1873 waren alle Pfeiler zum Wölben fertig. Im Mai 1874 wurde mit dem Wölben begonnen. Am 24. November 1874 wurde der Schlußstein des letzten Bogens gesetzt und am 2. Oktober 1875 die Brücke dem Verkehr übergeben.

Die Baukosten waren mit rd. 2 460 000 Mark veranschlagt worden, betrug aber nur rd. 2 150 000 Mark. Die gesamte Brücke wurde in den Besitz und in die Unterhaltung der Staatseisenbahnverwaltung übernommen. Erst später wurde die Fahrbahnunterhaltung (ausschließlich Fußweg und Gerinne) der damaligen Kgl. Chausseeverwaltung überwiesen, da die Brücke zugleich im Zuge der Staatsstraße Pirna—Stolpen liegt. An diesen Besitz- und Unterhaltungsverhältnissen hat sich auch nichts geändert, als die sächsischen Staatseisenbahnen am 1. April in das Eigentum des Reiches und im Oktober 1924 in die Verwaltung der Reichsbahn-Gesellschaft übergaben.

III. Vorgeschichte der Brückenverbreiterung.

Die Verbreiterung des einschließlich Fußweges 7,8 m breiten Straßenteiles der Elbbrücke wurde zum ersten Male vom Gemeinderat in Copitz in einer Eingabe vom 26. Oktober 1911 an das Finanzministerium angeregt. Die Notwendigkeit der Verbreiterung wurde sowohl mit dem starken Lastenverkehr (Artillerie der Garnison Pirna) als auch dem starken Fußwegverkehr (nach und von den Fabriken) begründet.

Nach einer Reihe weiterer Eingaben und wiederholten Verhandlungen wurde die Verbreiterung in Gestalt einer vom Bauamt vorgeschlagenen Eisenbetonauskragung vom Finanzministerium am 7. April 1927 unter der Bedingung genehmigt, daß zu den auf zunächst 150 000 R.-M. geschätzten Kosten die Stadt Pirna 50 000 R.-M., der Bezirk 10 000 R.-M. beizutragen habe. Außerdem sollte der Stadtrat die Unterhaltung des Fußweges künftig übernehmen, da sich die Reichsbahnverwaltung beharrlich weigerte, diese Verpflichtung auch für die verbreiterte Gangbahn anzuerkennen.

Die Straßenbaudirektion ließ nun gemeinsam mit der Hochbaudirektion ein Modell der Brücke mit den verschiedenen für die Verbreiterung in Frage kommenden äußeren Ausgestaltungen der Kragplatte herstellen. Das alte Brückenbild sollte durch den Verbreiterungsbau nicht wesentlich verändert, das Städtebild nicht beeinträchtigt werden. Der Vorzug wurde allgemein dem später auch ausgeführten Entwurfe gegeben, der eine zinnen- oder zahnstirnartige Begrenzung der ganz einfach gehaltenen Platte am Brückenstirnmauerwerk vorsah. Für die Zukunft ergibt sich nun folgendes: Die Reichsbahnverwaltung ist Eigentümerin der gesamten Brücke. Die Unterhaltung der Brücke und der eisenbahnseitigen Wassereinläufe der Straßenfahrbahn ist ebenfalls Eisenbahnsache, die Fahrbahn und das Kragbauwerk der Fußgangbahn hat die Staatsstraßenbauverwaltung, die Fußbahn mit Bord, Gerinne, Geländer und Treppe die Stadt Pirna zu unterhalten. Die Planung erforderte noch verschiedene Umarbeitungen, wobei sich zugleich die Notwendigkeit einer Höherlegung und Umpflasterung der ganzen Fahrbahn ergab.

Bei der nochmaligen rechnerischen Durchprüfung der Kragkonstruktion waren dem Bauamte Bedenken gekommen, ob nicht bei Ausbildung der Gegengewichtplatte in einer waagerechten Lage die statisch unklare Lagerung der Platte einerseits auf Mauerwerk, andererseits auf Erdauffüllung so unterschiedliche Elastizitätsverhältnisse zur Folge haben würde, daß die verschiedene Vibration zu Torsionsspannungen und Rissen in der Platte führen mußte. Es berichtete deshalb über einen Abänderungsvorschlag der Eisenbetonbau AG. vormals Vetterlein & Co. an das Finanzministerium, wonach das Gegengewicht für sich hergestellt und unmittelbar auf das Gewölbemauerwerk aufgesetzt werden sollte. Die Kragplatte dagegen sollte in Formstücken von je 2 t Gewicht auf die Baustelle gefahren und durch Dampfkrane auf die Stirnmauern der Brücken aufgelegt und an dem Gegengewicht befestigt und verankert werden (Abb. 4). Der Vorteil dieser Bauart würde im Fortfall der Rüstung, in der Verkürzung

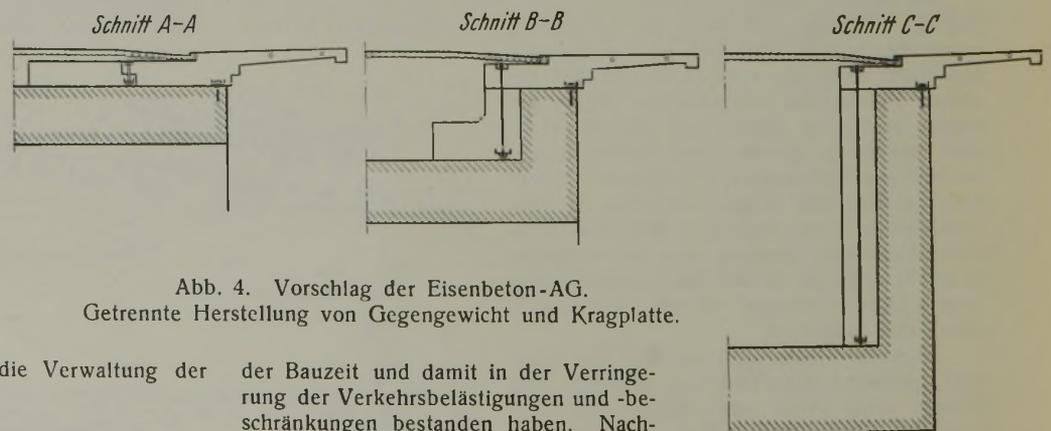


Abb. 4. Vorschlag der Eisenbeton-AG. Getrennte Herstellung von Gegengewicht und Kragplatte.

der Bauzeit und damit in der Verringerung der Verkehrsbelastungen und -beschränkungen bestanden haben. Nachteilig wären die vielen Fugen und die Schwierigkeit der Herstellung ebener Flächen der gesamten Kragplatte gewesen.

Das Finanzministerium teilte die Bedenken des Bauamtes hinsichtlich der unklaren Lagerung nicht und konnte sich auch für den Vetterleinschen Vorschlag nicht erwärmen. Es beauftragte im März 1928 das Bauamt, die Arbeiten nach der Zeichnung der Straßen-Baudirektion vom Mai 1927

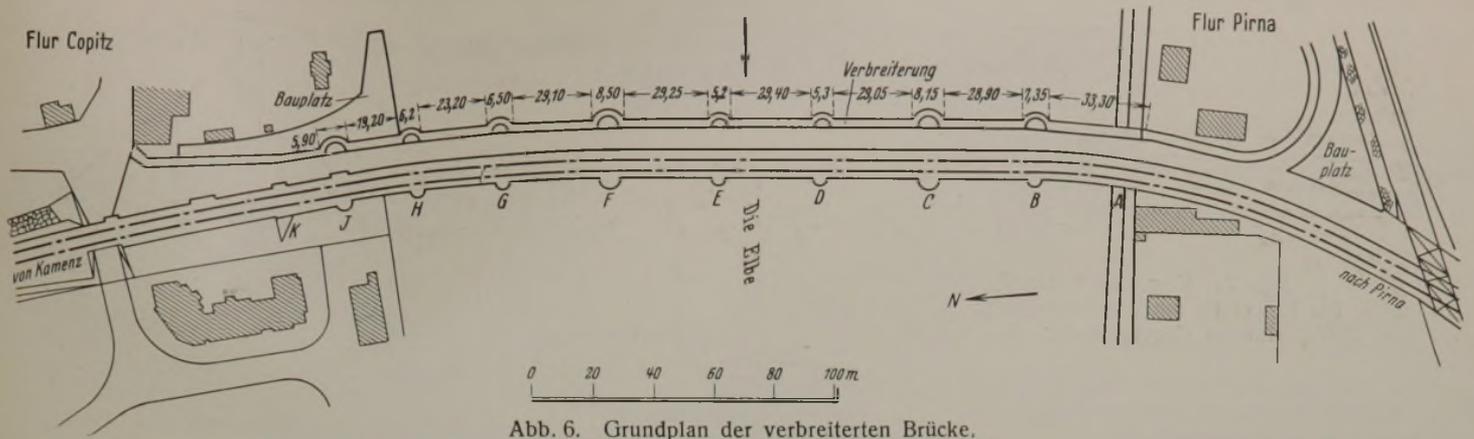


Abb. 6. Grundplan der verbreiterten Brücke.

auszuschreiben, hierbei aber den sich bewerbenden Firmen Gelegenheit zu geben, zur Erzielung von Vereinfachungen und Verbilligungen bei Herstellung der Rüstungen Gegenvorschläge zu machen.

IV. Ausschreibung der Verbreiterungsarbeiten.

Der der Ausschreibung zugrunde gelegte Entwurf sah die Verbreiterung der 7,8 m einschließlich des Fußweges breiten Straße durch Auskragung einer Eisenbetonplatte auf 10 m vor (7 m Fahrbahn, 3 m Fußweg) und

und Radfahrer) nicht mehr als auf höchstens 140 lfd. m und nicht mehr als auf 3 m Breite eingeschränkt werden durfte (Gesamtlänge der Baustrecke 375 m). Auch der Eisenbahnverkehr durfte weder gefährdet noch gehindert werden. Für den Schiffsverkehr mußte wenigstens eine der beiden Schiffahrtöffnungen zu ungehinderter Durchfahrt offen bleiben (Abb. 6).

Dem Angebot war ein ausführliches Bau- und Rüstungsprogramm beizufügen. Bis spätestens 31. Oktober sollten sämtliche Arbeiten beendet sein. Den Bewerbern wurde anheimgestellt, außerdem noch Vorschläge für eine andere Ausbildung der Kragplatte oder überhaupt für eine andere Bauart zu machen. Voraussetzung blieb aber, daß das Brückenbild der Ausschreibungsplanung nicht verändert wurde. Die Verbreiterung wurde beschränkt, aber mit Rücksicht auf die vielseitige Bewerbung bewährter Firmen, unter 13 Firmen ausgeschrieben, von denen einschließlich der Sondervorschläge insgesamt 18 Angebote eingingen, die sich zwischen 183 056 und 285 271 R.-M. bewegten.

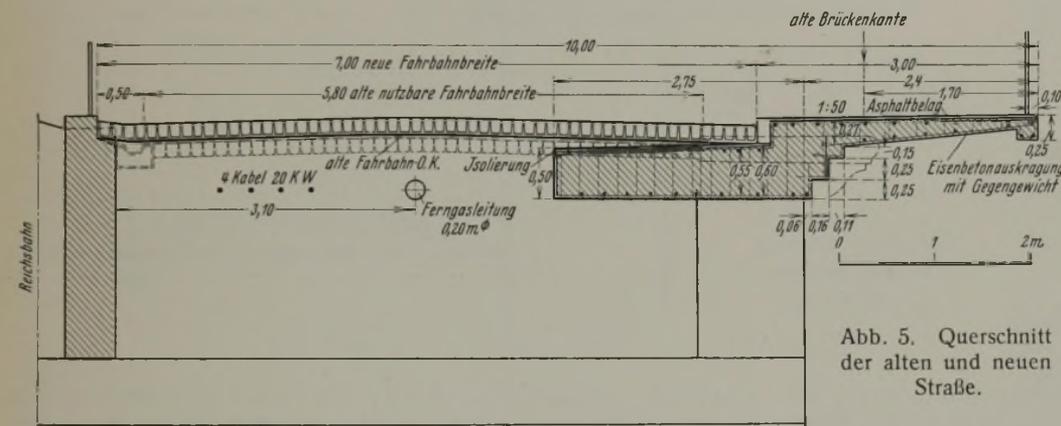


Abb. 5. Querschnitt der alten und neuen Straße.

zugleich eine Höherlegung der gesamten Pflasterfahrbahn um im Höchsfalle 18 cm (Abb. 5). Die Eisenbeton-Kragplatte mit Gegengewicht war aus hochwertigem Portlandzement im Mischungsverhältnis 1 : 2¹/₂ : 2¹/₂ mit 3 cm starkem Vorsatzbeton nach dem nebenstehenden Querschnitt auszuführen. Die Bewehrung bestand danach aus Rundeseisen von 8 und 10 mm Durchm. Je m³ Eisenbeton waren 65 kg zu verlegen. Der größte Abstand der einzelnen Eisen betrug im Gegengewicht 15 cm, in der Krag-

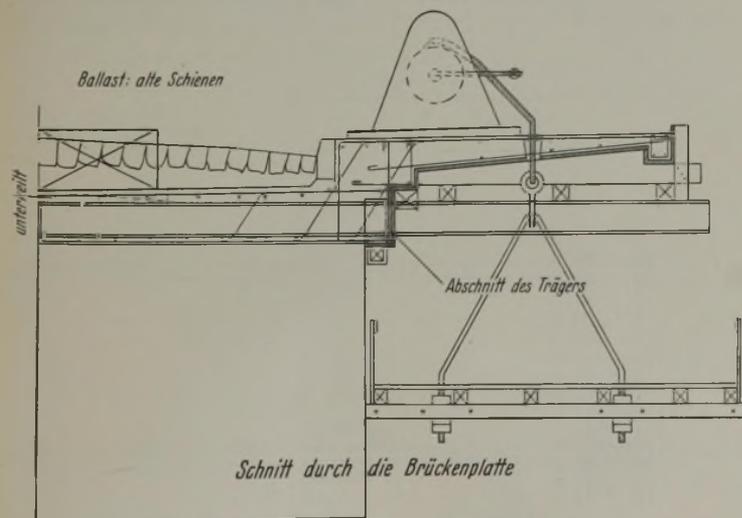


Abb. 7. Rüstungsvorschlag von Ph. Holzmann.

platte 3,5 cm. Als größte Eisenspannung waren 1000 kg/cm² zugelassen, und als größte Druckspannung im Beton ergaben sich 21 kg/cm².

In den Ausschreibungsbedingungen wurde gefordert, daß die Fahrbahnbreite mit Rücksicht auf den starken Straßenverkehr (nach der Herbstzählung 1928 gegen 4000 t/Tag und täglich 10000 bis 15000 Fußgänger

An besonderen Arten von Rüstungen waren außer Hängegerüsten ohne nähere Erläuterung und Rüstungen von Grund auf folgende vorgesehen worden:

Die Firma Odorico (183 056 R.-M.) wollte zwischen den über die Brückenstirn vorspringenden Pfeilerköpfen Holzbogen einspannen und darauf Schutz-, Schalungs- und Arbeitsgerüst aufbauen. Die halbkreisförmigen Pfeilervorsprünge, die ungleichen Pfeilerabstände, die zu erwartende ungleiche Setzung der Rüstungen und Beschädigung des Mauerwerks sprachen gegen diesen Rüstungsvorschlag, den das Bauamt deshalb nicht empfehlen konnte.

Die Firmen Holzmann (223 201 R.-M.), Dyckerhoff & Widmann (247 444 R.-M.) und Eisenbetonbau AG. vorm. Vetterlein (241 299 R.-M.) sahen eine Rüstung auf in das Gegengewicht einzubetonierenden I-Trägern vor, und zwar wollten Dywidag und Vetterlein zunächst das Gegengewicht für sich betonieren, Holzmann dagegen die Träger auf der Gegengewichtseite mit Ballast beschweren, um dann erst einrücken und Platte mit Gegengewicht gleichzeitig betonieren zu können. Danach wollte Holzmann von einem an die mittlerweile erhärtete Kragplatte angehängten Arbeitsgerüst aus die I-Träger autogen abschneiden, die Steinmetzarbeiten usw. ausführen und schließlich das Gerüst wieder abbauen. Die Auswechslung dieser an einer Winde aufgehängten Hängegerüste sollte so stattfinden, daß sie auf einen in der Elbe verankerten Prahm herabgelassen, verfahren und wieder hochgezogen wurden (Abb. 7). Vetterlein wollte sich eines besonderen Abrüstungsschlittens bedienen.

Für die Ausführung der Verbreiterung nach der staatlichen Planung mußte diesem Holzmannschen oder einer Kombination des Holzmannschen mit dem Vetterleinschen Vorschlage, nach dem die Ausführung später ja auch gemacht wurde, der Vorzug gegeben werden.

Besondere Vorschläge für eine andere Bauart der Kragplatte hatten die Firmen Dyckerhoff & Widmann (225 302 R.-M.), Rude (224 019 R.-M. und 254 463 R.-M.), Wayss & Freytag (285 271 R.-M.) und Vetterlein (216 542 R.-M.) gemacht. Nach den Vorschlägen der drei erstgenannten Firmen sollten zur Ersparung von Rüstungen und Bauzeit fertige Werkstücke versetzt werden, und zwar nach dem Vorschlage der Firma Dywidag 4,8 m lange und 0,5 m breite Werkstücke des gesamten Querschnitts der Krag- und Gegengewichtsplatte von je 2,4 t Gewicht. Die notwendige Längsversteifung sollte durch Eisenbetonlängsbalken am Ende des Gegengewichtsteiles und der Kragplatte erzielt werden. Diese Balken sollten nach Verlegung der Platte an Ort und Stelle betoniert, und in

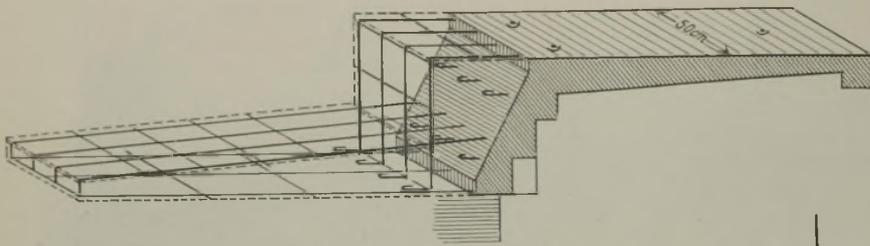


Abb. 8. Vorschlag Rüde:
Die Kragplatte mit dem Eisengerüst
für das Gegengewicht.

sie sollten die aus den Werkstücken hinausragenden Rundeisenenden eingebunden werden.

Nach dem Rüdeschen Vorschlage, dem auch der von Wayss & Freytag ähnlich war, sollte dagegen nur der vordere, über das Stirnmauerwerk der Wölbbrücke auskragende, zugleich aber die Eiseneinlagen für den Gegengewichtsteil enthaltende Teil der Platte in der Form von Werkstücken versetzt, das Gegengewicht selbst dagegen erst an Ort und Stelle betoniert werden (Abb. 8). Dadurch wäre die Verwendung wesentlich breiterer Werkstücke möglich geworden. Seitlich war ein Falz vorgesehen, der die Genauigkeit der Verlegearbeit und das nachträgliche Vergießen der Fugen erleichtern sollte.

Die Werkstücke sollten durch einen Kran verlegt und an Kipfern auf einem fahrbaren Gerüst verankert werden (Abb. 9). Nach Verlegung von je vier Werkstücken auf diese Weise sollte in einem Zuge das Gegengewicht mit hochwertigem Zement betoniert werden, so daß nach etwa zwei Tagen die Verankerung hätte gelöst werden können.

Diese Vorschläge zeichneten sich ebenso wie der der Dywidag durch den Fortfall jeder Rüstung und durch wesentliche Abkürzung der Bauzeit aus (Ende August und Ende September). Allerdings standen sie hinsichtlich der Höhe der Kostenanschläge erst an vierter und späterer Stelle. Mit Rücksicht auf die ungleiche Elastizität des Widerlagers und zur Vermeidung ungleicher Setzungen war ferner eine Aufteilung der Platte in einzelne Teilstücke nicht erwünscht. Schließlich würde das Arbeiten mit den schweren Platten und einem Dampfkran auf der außerordentlich verkehrsreichen und beengten Brücke voraussichtlich zu allerhand Unzuträglichkeiten und Verkehrserschwernissen geführt haben, und die erforderliche Genauigkeit bei der Verlegung der Werkstücke wäre nur schwer einzuhalten gewesen.

Einen sehr beachtlichen weiteren Vorschlag, der hinsichtlich der Höhe des Kostenanschlages (216 542 R.-M.) an zweiter Stelle stand, hatte die Firma Vetterlein gemacht. An Stelle der reinen Eisenbetonplatte war eine Melan-Bauweise unter Verwendung von genieteten Blechträgern mit darangehängter Schalung und darangehängtem Arbeitsgerüst vorgesehen (Abb. 10). Das tragende Bauwerk sollte also selbst zur Aufhängung der Rüstung verwendet werden. Für eine hinreichende Längsverbinding in der Fahrbahnrichtung sollte durch eine Querbewehrung zwischen den in 60 cm Abstand zu verlegenden Blechträgern Sorge getragen werden. Das Betonieren sollte von der Gegengewichtseite her stattfinden, so daß gefährliche Trägerschwankungen hätten vermieden werden können. Das Gegengewicht hätte über den fertig verlegten Kragträgern in einem Zuge durchbetoniert werden können.

Den Hauptvorteilen des Vetterleinschen Anschlages: einfache Rüstung, kurze Bauzeit (15. September) und damit geringe Verkehrsbeschränkungen, stand allerdings der Nachteil des immerhin erheblichen Kostenunterschiedes von 33500 R.-M. im Vergleich zum Odoricoschen Anschlage gegenüber (= rd. 20% mehr).

Die Firma Odorico hatte mittlerweile noch den aus der Zeichnung ersichtlichen weiteren Vorschlag einer Rüstung mit Hilfe von über die Platte hinweggeführten Konsolträgern eingereicht (Abb. 11).

Wegen der bei dieser Rüstung nötigen Beschränkung der Fahrbahnbreite um weitere 80 cm durch das Gegengewicht und der Gefahr von Wagenstößen gegen das Gegengewicht und die Rüstung konnte auch dieser Vorschlag nicht zur Annahme empfohlen werden. Dagegen wurde das Angebot der Firma Odorico vom Finanzministerium als das billigste

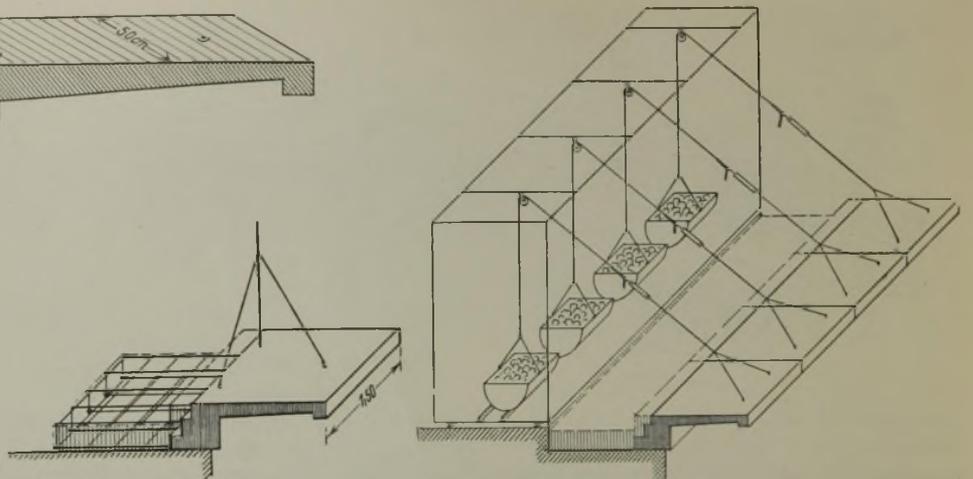
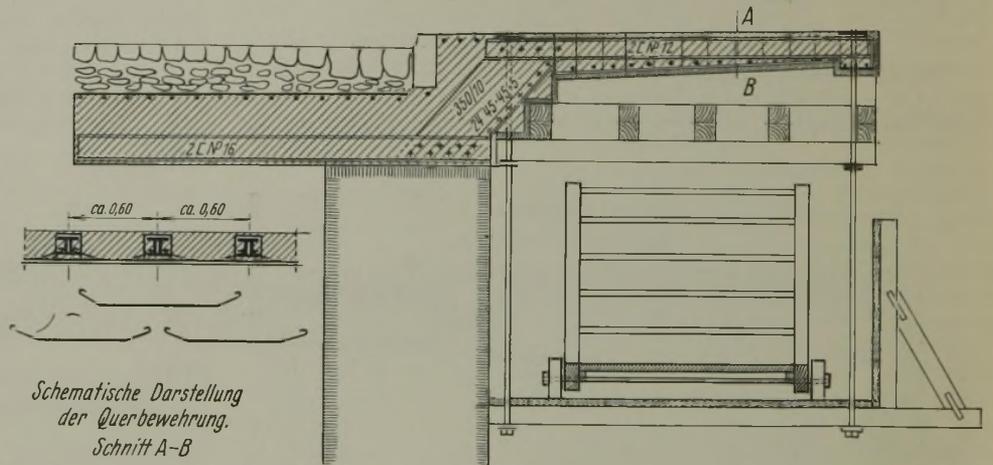


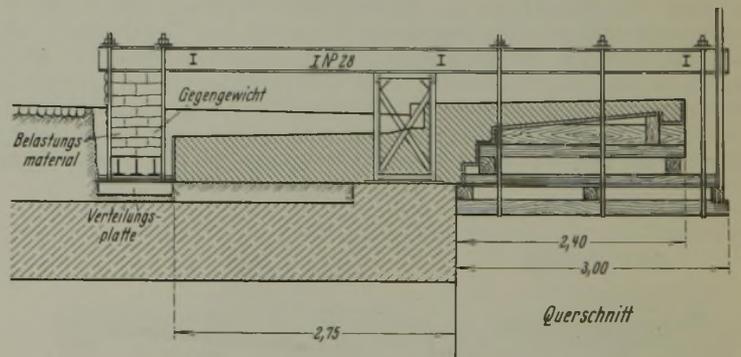
Abb. 9. Verlegung der Rüdeschen Kragplatten.



Schematische Darstellung
der Querbewehrung.
Schnitt A-B

Abb. 10. Vorschlag Vetterlein einer Melan-Bauweise.

schließlich angenommen, nachdem die Firma sich zu einer den Vorschlägen Holzmanns, Vetterleins und der Dywidag ähnlichen Rüstung für die Platte in den Stromöffnungen entschlossen hatte.



Querschnitt

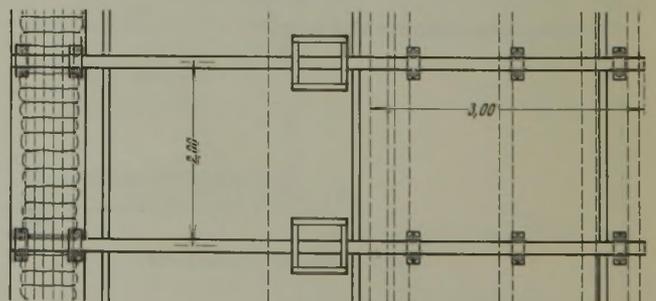


Abb. 11. Weiterer Rüstungsvorschlag der Firma Odorico.

Einschließlich der vom Bauamt unmittelbar zu bewirkenden Leistungen belief sich der nunmehr vom Finanzministerium am 2. Juli 1928 genehmigte Gesamtkostenanschlag auf 195000 R.-M. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim.

Redaktionelle Bearbeitung Professor Dr.-Ing. ehr. G. Kapsch, München.
(Fortsetzung aus Heft 50.)

b) Gerüste.

Das Versteifungsträgergerüst. Das Gerüst in den Seitenöffnungen und in den beiden seitlichen Dritteln der Mittelöffnung diente zur Abstützung der Haupttragwände. Die Versteifungsträger ruhten an jedem Querträgeranschlußpunkt auf zwei Druckwasserpumpen, die auf eine eiserne Verteilungskonstruktion aufgesetzt waren. Dadurch wurde die Knotenlast in den Seitenöffnungen auf vier Pfosten gleichmäßig verteilt. In der Mittelöffnung, in der die Konstruktionsteile schwerer waren, wurde die Knotenlast durch den Verteilungsrost auf sechs Pfosten verteilt (vgl. Abb. 92).

Zwischen den beiden Tragwänden der Brücke diente das Gerüst lediglich als Arbeitspodium; es konnte daher mit einer Belastung von 60 kg/m² für die Gerüstteile zwischen den Versteifungsträgern gerechnet werden. Für die Traghölzer (6,5 m Stützweite und 1,125 m Abstand) wurde zusätzlich eine Einzellast von 300 kg angenommen. Die eisernen Unterzüge (9,13 m Stützweite, 6,5 m Abstand) wurden außer für die angegebene, gleichmäßig verteilte Belastung noch für eine Einzellast von 1 t bemessen. Außerhalb der Versteifungsträger wurde je eine weitere Pfahlreihe gerammt, die zur Stützung einer Kranbahn diente. Die Gesamtbreite der Rüstung ergab sich daraus zu 28 m.

Für das Versteifungsträgergerüst wurden im ganzen etwa 1000 Pfähle geschlagen und 3000 m³ Holz verzimmert.

Die Montagehilfspfeiler. Die beiden Montagepfeiler in den Drittelpunkten der Stromöffnung hatten die Eisenkonstruktion zu stützen, bis die Versteifungsträger an den Seilen angehängt waren. Die Auflast von 2500 t für jeden Hilfspfeiler wurde von den Versteifungsträgern zunächst an eine etwa 11 m hohe eiserne Pendelwand abgegeben (vgl. Abb. 93).

Die Pendelwand gab den Druck auf zwei Trägerroste weiter, die die Kräfte auf hölzerne Pfahljoche übertrugen. Die beiden Pfahlgruppen wurden zum Schutze gegen Schiffstöße und Eisangriff von einer eisernen Spundwand umschlossen.

Die eisernen Böcke wurden als Pendel ausgebildet, damit die abgestützten Punkte der Versteifungsträger den auftretenden waagerechten Bewegungen in der Richtung der Brückenachse folgen konnten. Die Länge der Pendelwände betrug dem Hauptträgerabstand entsprechend oben 22,2 m. Unten waren die Böcke auf eine Entfernung der Stützpunkte von 13,3 m zusammengezogen, damit die Pfeiler möglichst kurz wurden.

Zwischen den Böcken und den Trägerrosten wurde eine Absenkvorrichtung angeordnet, die es ermöglichte, die Versteifungsträger an den unterstützten Punkten 17 bis zu 80 cm abzusenken. Diese Vorrichtung sollte gleichzeitig dazu dienen, ein zu starkes Setzen der Pfahljoche oder Höhenunterschiede zwischen den beiden Hilfspfeilern auszugleichen. Ferner war die Möglichkeit vorgesehen, eine seitliche Verschiebung der Unterstützungspunkte der Brücke vorzunehmen, falls die von beiden Ufern aus vorgestreckten Versteifungsträgerenden in der Mitte nicht zusammentreffen würden. Dazu sollten bewegliche Lager, die von den Flutbrücken entnommen werden konnten, quer zur Brückenachse eingebaut werden. Es wurde dadurch möglich, die beiden Brückenhälften, jede für sich, um die Pylonenpfeiler zu schwenken. Die Lage der beiden Versteifungsträger stimmte jedoch,

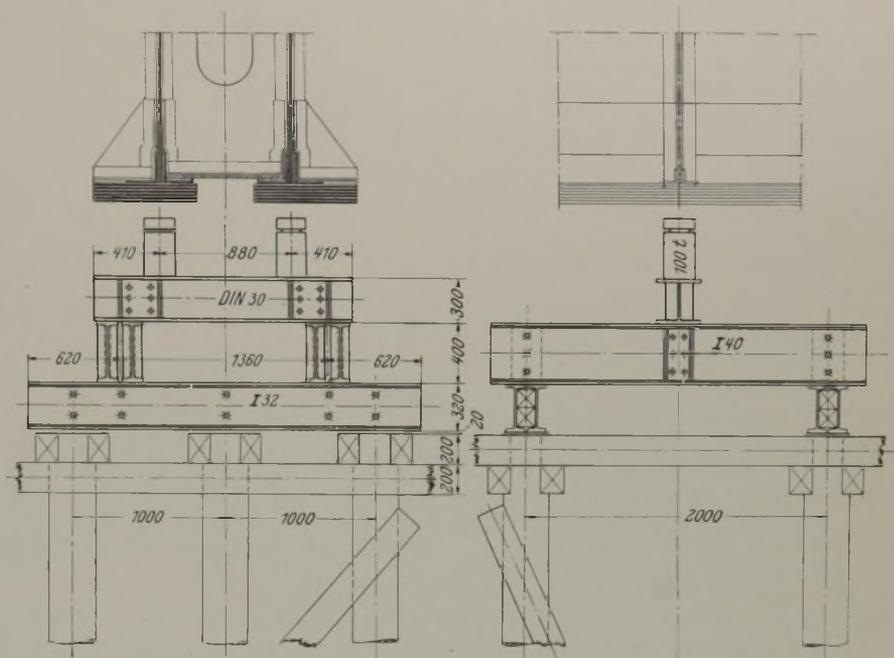


Abb. 92. Abstützung des Versteifungsträgers am Gerüst in der Mittelöffnung.

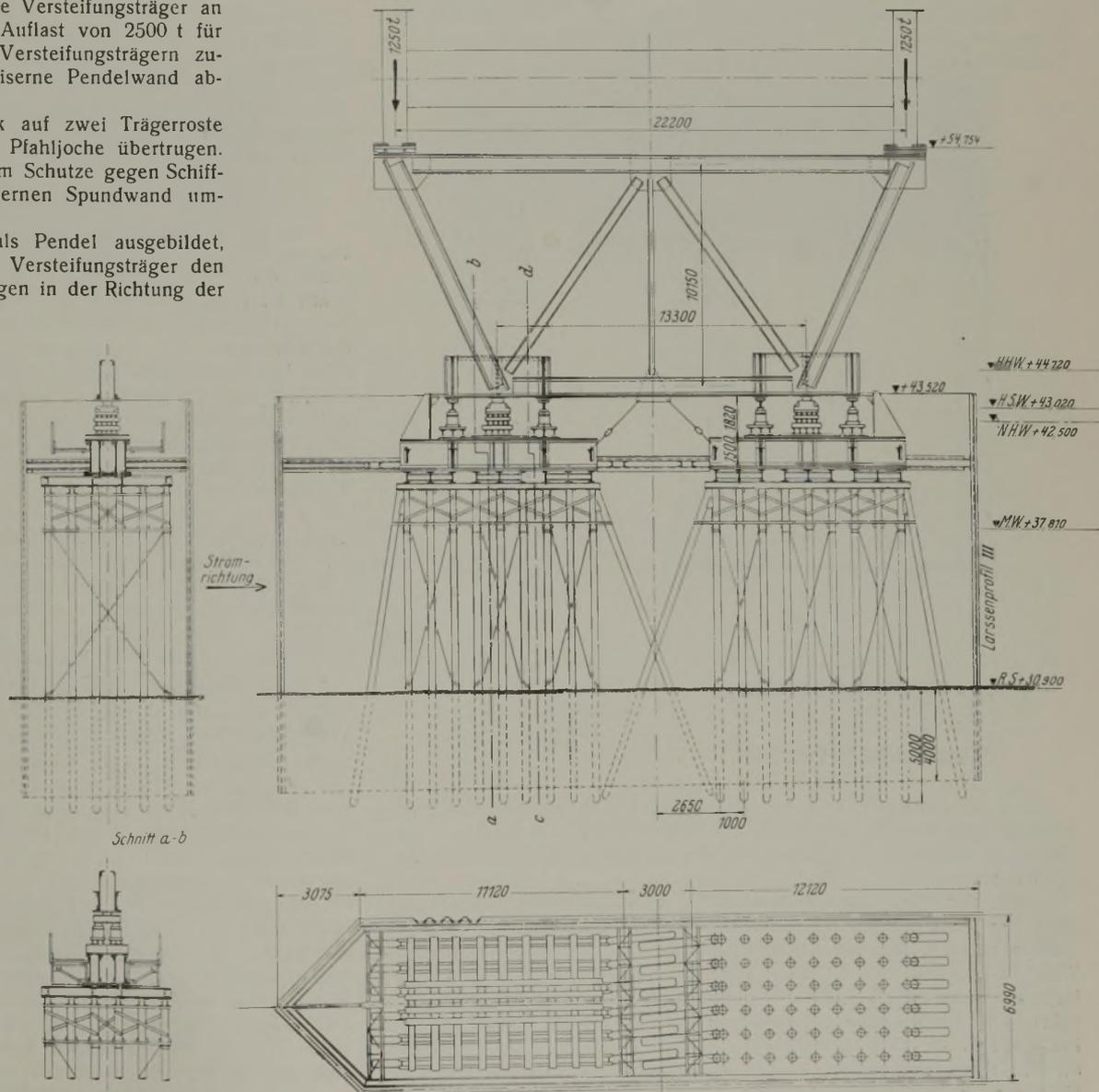


Abb. 93. Montagehilfspfeiler in der Stromöffnung.

als die Strommitte erreicht war, so gut überein, daß man auf einen besonderen Höhen- und Seitenausgleich verzichten konnte.

Die Trägerroste über jedem der beiden Pfahljoche eines Pfeilers waren aus zwei Querträgern und neun Längsträgern für den rechten bzw. sieben für den linken Pfeiler zusammengesetzt. Da der Rhein am rechten Hilfspfeiler eine größere Wassertiefe hatte, so wurden dort mehr Pfähle geschlagen; damit waren auch mehr Längsträger erforderlich als am linken Pfeiler.

Die Holzjoche des rechten Hilfspfeilers bestanden aus 108 lotrechten und 24 schrägen Pfählen, die sehr sorgfältig miteinander verzimmert wurden. Die Schrägpfähle dienten zur Aufnahme des Winddrucks, der mit 150 kg/m^2 senkrecht getroffener Fläche zu 110 t ermittelt war. Sie wurden zur Hälfte mit einer Neigung 1:3, zur Hälfte in der Neigung 1:6 gerammt. Sämtliche Pfähle wurden durch Unterwasserverspannungen in Richtung der Brückenachse und senkrecht dazu gegen seitliche Kräfte gesichert.

Die die Pfeiler umschließende Spundwand wurde aus Larssenbohlen Profil Nr. III gerammt und durch einen eisernen Rahmen 2,7 m oberhalb des Mittelwassers ausgesteift. Der Rahmen war unabhängig von den Holzjochen, damit die Spundwand Stöße auffangen konnte, ohne die Tragkonstruktion des Pfeilers zu belasten.

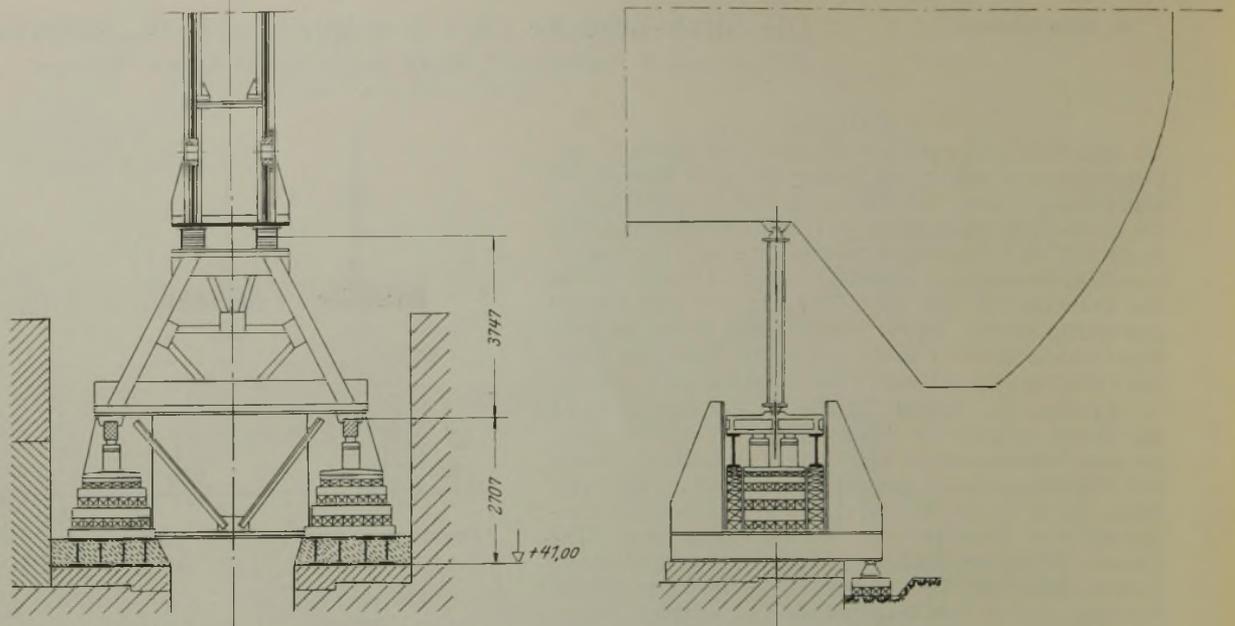


Abb. 94. Abstützung des Versteifungsträgers am Ankerende nach dem Abbruch der Gerüste in den Seitenöffnungen.

Das Pylonengerüst. Die Pylonen wurden von zwei 63 m hohen eisernen Gerüsten aus montiert, die in Geländehöhe auf je 48 Rammpfählen abgestützt wurden.

Die Gerüsttürme waren aus einzelnen Schüssen von etwa 6 m Höhe zusammengesetzt; am Stoß je zweier Schüsse war ein waagerechter Rahmen eingebaut (vgl. Abb. 95). Die beiden Türme waren oben durch eine Brücke verbunden. Die Haupttragwände dieser Verbindungsbrücke konnten nicht gegenseitig abgestützt werden, weil dann der fahrbare Kran auf dem Gerüst nicht hätte arbeiten können; es wurden daher wie bei Laufkranen außen Hilfsträger angeordnet und zwischen diesen und den Haupttragwänden waagerechte Verbände eingebaut.

c) Baugeräte.

Für die Montage der Eisenkonstruktion der Hängebrücke im Gewicht von rd. 10 000 t standen nur neun Monate zur Verfügung. Die Baustelle mußte daher mit einer großen Anzahl von Kranen versehen werden, damit der Zusammenbau in der vorgesehenen Zeit durchgeführt werden konnte (vgl. Abb. 91). Es wurde gleichzeitig auf der Kölner Seite und der Mülheimer Seite montiert und größtenteils auf beiden Seiten gleichzeitig in der Seitenöffnung und Mittelöffnung.

Auf jeder Rheinseite war ein Ausladekran vorgesehen, der keine weitere Aufgabe hatte, als die auf dem Wasserwege angelieferten Konstruktionsteile hochzuziehen und auf der Brücke auf Loren abzusetzen. Die beiden Ausladekrane waren für 25 t normale Tragfähigkeit gebaut. Auf der Kölner Rheinseite wurde ein eiserner Schwenkmast aufgestellt, der von der Brücke über den Versteifungsträger hinausreichte und die Lasten außerhalb des Brückenbandes aus den Kähnen in die Höhe zog. Auf der Mülheimer Seite wurde ein Portalkran aufgestellt und an der betreffenden Stelle eine Fahrbahnfeld offen gelassen, so daß zwischen den beiden Versteifungsträgern eine Öffnung von rd. 11 m Länge und 22 m Breite frei blieb. Durch diese Aufzugsöffnung griff der Lasthaken des Portalkranes und faßte die hochziehenden Teile im Schiff.

Der Schwenkmast stand fest auf der Fahrbahn, der Portalkran bewegte sich in der Längsrichtung der Brücke auf einer Laufbahn, die auf den Versteifungsträger aufgesetzt war und über drei Felder reichte.

Die ersten Brückenteile konnten also nicht mit diesen Geräten hochgezogen werden. Für das Ausladen der ersten Konstruktionsteile mußten zwei besondere Krane aufgestellt werden, die später als Montierkrane benutzt wurden. Diese hatten Portalform, waren mit einer vollwandigen Brücke versehen und liefen bei 28 m Stützweite auf einem Holzgerüst, das mit der Versteifungsträgerüstung in fester Verbindung stand. Mit diesen Portalkranen wurden die 34 t schweren Stahlgußteile der Pylonenfußlager sowie die Teile für die ersten Felder der Mittelöffnung hochgezogen und aufgestellt. Damit war der Unterbau für die beiden eigentlichen Ausladekrane geschaffen, und diese konnten in Betrieb gesetzt werden. Die Montierkrane wurden hierauf ihrer Hauptaufgabe zugeführt, die von den Ausladekranen abgesetzten und auf Loren fortgezogenen Konstruktionsteile in den Seitenöffnungen anzuheben und einzubauen. Für die Montage der weiteren Felder der Mittelöffnung, die bis zu den Hilfspfeilern auf festem Gerüst und von da ab im freien Vorbau geschah, wurden Freivorbau-Derricks benutzt.

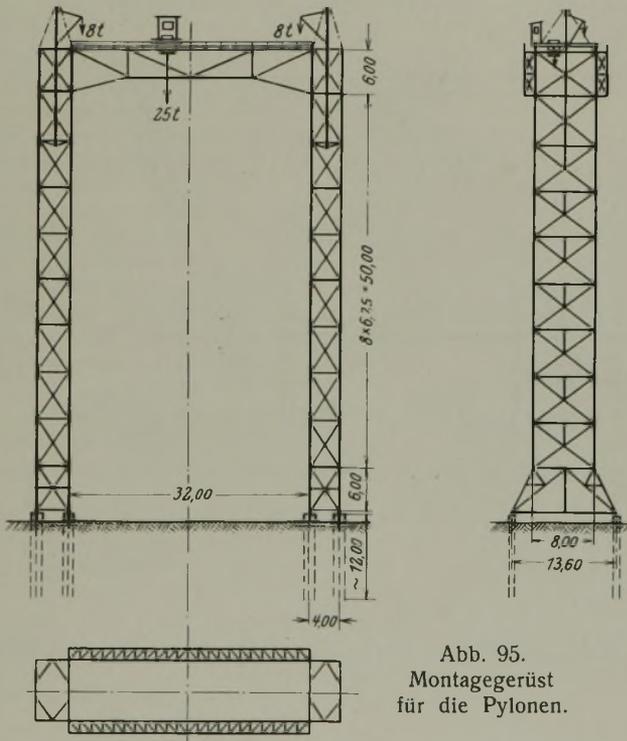


Abb. 95. Montagegerüst für die Pylonen.

Die Absenkvorrichtung an den Ankerpfeilern. Die Versteifungsträger mußten sowohl in der Mittelöffnung wie in der Seitenöffnung in einer anderen Lage zusammengebaut werden, als dem Endzustand entspricht.

Nach dem Entfernen der Rüstungen in den Seitenöffnungen wurde jedes Versteifungsträgerende auf einer eisernen Pendelwand von 2,7 m Höhe abgestützt, die den Auflagerdruck von 650 t durch zwei Stahlguß-Waagebalken auf vier I-Träger übertrug (vgl. Abb. 94). Die I-Träger lagen auf Holzstapeln auf, die drei oberen Schichten bestanden aus Eichenholz und die unteren Schichten aus Kiefernholz. Durch den Einbau von zwei Preßkörpern, die sich ebenfalls auf Holzstapel stützten, war es möglich, die Pendelwand zum gegebenen Zeitpunkt allmählich abzulassen. Damit die Holzstapel nicht umkippen konnten, wurden sie zwischen Blechwänden aufgeschichtet, die gleichzeitig zur Führung des Waagebalkens dienten.

Diese Krane konnten auf der bereits montierten Fahrbahn verschoben werden und bestanden je aus einem Unterwagen und dem oberen eigentlichen Derrick. Der Unterwagen war als Portal konstruiert, damit die auf den Loren anrollenden Konstruktionsteile unter dem Derrick hindurchgeschoben und von dem nach vorn gerichteten Ausleger gefaßt werden konnten. Auch diese Derricks wurden für 25 t Normalbelastung bei waagerechter Stellung des 17,5 m langen Auslegers gebaut; bei geneigter Auslegerstellung konnten noch größere Lasten gehoben werden. Der Drehwinkel des Schwenkmastes betrug rd. 270°.

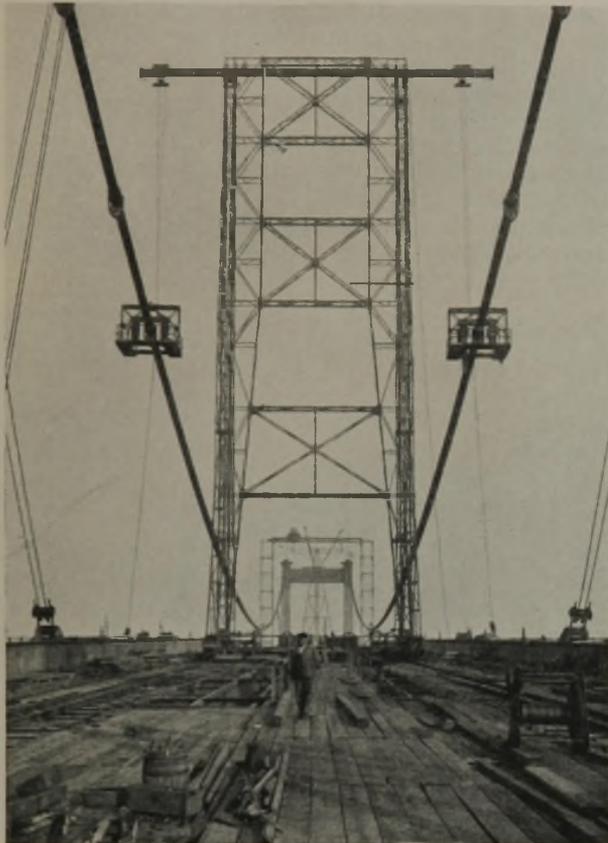


Abb. 96. Portalkran für die Montage der Kabelschellen auf der Mülheimer Seite.

Für die Montage der Pylonen war auf jedem der beiden Pylonengerüste ein Laufkran erforderlich. Mit diesen Laufkränen wurden die beiden Pfosten und der obere Querriegel der Pylonen montiert. Außerdem wurden die Krane bei der Seilmontage dazu benutzt, die Seile hochzuziehen und auf die Sattellager der Pylonen aufzulegen. Bei der Montage wurden die Pylonenteile von den Loren zwischen den beiden Pylonenpfosten abgehoben; die Seile wurden von den Fußwegen aus außerhalb der Pylonen hochgezogen.

Die Krane zur Montage der Kabelschellen traten erst in Tätigkeit, nachdem die gesamte Eisenkonstruktion montiert war; sie konnten daher auf der Fahrbahn laufen, und es kam eine Nutzlast von rd. 8 t in Betracht.

Auf der Mülheimer Seite stand ein Portalkran zur Verfügung, dessen Pfosten sich auf je zwei Laufräder abstützten (vgl. Abb. 96). Seitliche Streben, die die Pfosten gegen Umkippen um die Laufbahn sicherten, waren auf besonderen Rollen abgestützt. Um die Stellung der Krane dem verschiedenen Fahrbahngefälle anpassen zu können, waren zwischen den Streben und ihren Laufrädern Unterlagplatten und Spindeln angeordnet, die es ermöglichten, die Kranpfosten stets lotrecht zu stellen. An einem I-Träger auf dem Kran hing rechts und links je ein Rahmen, der durch eine Katze hochgezogen werden konnte. In diesem Gestell wurden die Schellen um das Kabel herumgelegt.

Auf der Kölner Seite wurde für die Anbringung der Kabelschellen ein fahrbarer Ständerbaum benutzt, der durch Strebenfachwerk nach drei Seiten abgestützt war (vgl. Abb. 97). Am oberen Teil des Mastes hingen zwei Ausleger, an denen die Rahmen zur Schellenmontage aufziehbar angehängt waren. Während der Belastung durch die Schellen wurde der Kran durch Drahtseile gehalten.

Die eben beschriebenen Krane und die zahlreichen auf der Baustelle vorhandenen elektrischen Winden wurden größtenteils den Beständen der ausführenden Firmen entnommen. Aus diesem Grunde waren Spannung und Stromart nicht bei allen Baustellenmotoren die gleichen. Auf jeder Rheinseite war daher noch ein besonderer Umformer aufgestellt, der

bei einer Leistung von 56 kW den aus dem städtischen Netz gelieferten Wechselstrom 220/380 V in Gleichstrom von 220 V umwandelte.

Um möglichst handliche Aufreibemaschinen für die Nietlöcher in den beträchtlichen Eisenstärken verwenden zu können, wurden besonders leistungsfähige Hochfrequenz-Bohrmaschinen beschafft. Dazu mußte auf jeder Brückenhälfte durch einen Periodenumformer von 10 kW Leistung der normale 50periodische Wechselstrom (220,380 V 35/20 A) in 100periodischen Wechselstrom (135 V 86 A) transformiert werden.

Zur Erzeugung der auf der Baustelle erforderlichen Preßluft dienten vier Kompressoren; sie preßten die Luft in zwei Stufen auf 7 at und lieferten zusammen 1600 m³ Luft in der Stunde.

Um kleinere Ausbesserungen an den Montagegeräten vornehmen und kleinere Hilfskonstruktionen auf dem Bauplatz herstellen zu können,

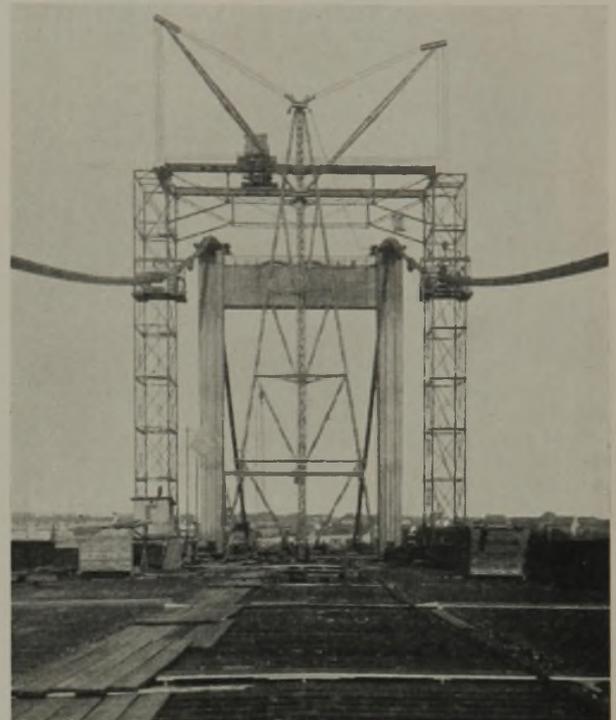


Abb. 97. Fahrbarer Ständerbaum für die Montage der Kabelschellen auf der Kölner Seite.

wurde die Baustelle mit einer Werkstatt ausgerüstet. Neben kleineren Geräten — wie Schleifstein, Amboß, Schraubstock, Lochplatte und Feldschmiede — waren eine Gleitspindeldrehbank, eine Gewindefeldschneidbank, ein Härteofen für Döpper, Bohrer und Reibahlen, eine Schmiedeesse mit Rauchfang und Gebläse und zwei Bohrmaschinen aufgestellt.

Zur Abstützung der Versteifungsträger auf die Verteilungskonstruktionen der Rüstungen waren an jedem Querträgeranschlußpunkt zwei Hebeböcke angeordnet. Im ganzen waren zu diesem Zweck 80 Pressen mit 100 t und eine gleiche Anzahl Pressen mit 70 t Tragkraft vorhanden. Zum Ablassen der Konstruktion an den Ankerpeilern wurden 16 Pressen von 250 t und zur Regelung der Höhenlage an den Montagehilfspfeilern acht Pressen von 500 t Hebekraft beschafft. Für das Nachstellen der Stellmuffen an den Seilköpfen standen vier besonders schmal konstruierte, sehr lange 50-t-Preßkörper mit 300 mm Hubhöhe zur Verfügung. Vor dem Verschrauben der Schellen wurden die Seile durch vier Pressen von je 300 t Druckkraft zusammengepreßt. Im ganzen standen bei der Brückenmontage 194 hydraulische Hebeböcke in Verwendung.

d) Verlauf der Montage der Hauptbrücke.

Versteifungsträger auf fester Rüstung. Die allerersten Arbeiten auf der Baustelle hatten unter der Ungunst der Witterung zu leiden. Kaum war am 13. Februar 1928 in der Seitenöffnung der erste Pfahl geschlagen, als die Arbeiten wegen Hochwassergefahr unterbrochen werden mußten. Die bereits auf dem Bauplatz liegenden Pfähle mußten abgeseilt und mit steigendem Wasser an Land gezogen werden. Am 15. Februar stand die ganze Baustelle unter Wasser, und erst nach fünf Tagen war es möglich, die Rammarbeiten fortzusetzen. Während der weiteren Rüstungsarbeiten trat durch Hochwasser keine Behinderung ein. Am 19. April konnte der erste Pfahl im Rhein von einer Schwimmmramme geschlagen werden. Die letzten Pfähle der Seitenöffnung wurden am 24. Mai, die letzten Pfähle der Mittelöffnung — mit Ausnahme der Pfähle des Hilfspfeilers — am 7. Juni 1928 gerammt.

Die Aufständersposten wurden wie die Rammpfähle unbearbeitet auf dem Wasserwege angeliefert. Der gesamte Abbund der Holzkonstruktion geschah auf der Baustelle. Die Pfosten wurden mit Zangen und Streben sorgfältig verblattet und verkämmt.

Für den Bau der Hilfspfeiler waren besondere Vorkehrungen nötig. Zwei Pontons wurden durch eine Brücke verbunden. Bei 8 m lichtem Abstand der Schiffe konnten dann Spundbohlen und Holzpfähle von einer auf der Brücke fahrenden Ramme zwischen den Pontons geschlagen werden; die Ramme wurde dabei auf der Brücke hin und her gefahren, um die Arbeiten in der ganzen Pfeilerbreite ausführen zu können. Zur Sicherung ihrer genauen Lage wurden die Pontons an mehreren vorher eingerammten Dückdalben befestigt.

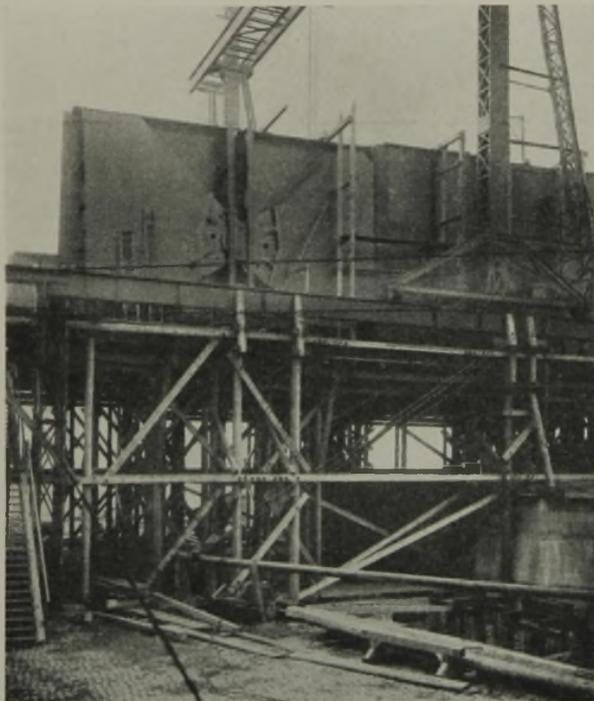


Abb. 98.
Einbau der Gelenkteile in der Seitenöffnung.

Als erste Eisenteile trafen am 20. Juli 1928 die Pylonenfußlager auf dem Bauplatz ein (vgl. Abb. 87). Wegen der großen Abmessungen und des großen Gewichtes verursachte ihr Transport zur Baustelle einige Schwierigkeiten. Die Lagerteile waren auf acht Spezialtiefgangwagen von der Stahlgießerei nach Köln zum Rheinauhafen gefahren worden; dort wurden sie mit dem sog. Herkuleskran auf Pontons geladen, zur Baustelle geschleppt und hochgezogen.

Da es sich hier um Kugelschalen-Kipplager handelt, mußten die oberen Lagerteile gegen die unteren allseitig abgestützt werden, bis die Pylonenpfosten durch die Riegel verbunden und die Portale durch Seile gehalten waren.

Auch die beweglichen Versteifungsträgerlager auf den oberen Pylonenfußlagern mußten bis zur Verbindung der beiden Versteifungsträgerhälften

in der Brückenmitte festgestellt werden. Auf jedem Pylonenlager wurden deshalb neben dem Versteifungsträgerlager zwei Blechkonstruktionen aufgeschraubt, die die oberen Lagerplatten der beweglichen Lager durch Kopfschrauben hielten.

Die ersten Teile der eigentlichen Eisenkonstruktion erreichten die Baustelle am 24. Juli. Von den angelieferten Feldern der Mittelöffnung wurde als erstes der Versteifungsträger bei Punkt 8 mit den Kipplagern auf die Versteifungsträgerlager gesetzt. An dieses Stück schloß sich in der Mittelöffnung zunächst ein halbes Feld an. Von dort aus lagen die Stöße im Versteifungsträger in 11,13 m Abstand stets in der Mitte zwischen zwei Querträgeranschlüssen. Die wegen ihrer Größe und ihres Gewichtes in vier getrennten Teilen angelieferten Versteifungsträgerabschnitte wurden auf dem Gerüst zusammengenietet; hierauf wurden die Querträger und zuletzt die Längsträger eingebaut.

In der Seitenöffnung konnten wegen des geringeren Gewichtes die beiden unteren Hälften der Versteifungsträgerwände mit den Schotten zusammengebaut angeliefert werden. Auf der Baustelle waren dann nur noch die Obergurteile beizulegen.

Der Gelenkpunkt in der Seitenöffnung erforderte besondere Sorgfalt. Die beiden Stahlgußlager wurden durch die Bolzen und die Ringe mit-

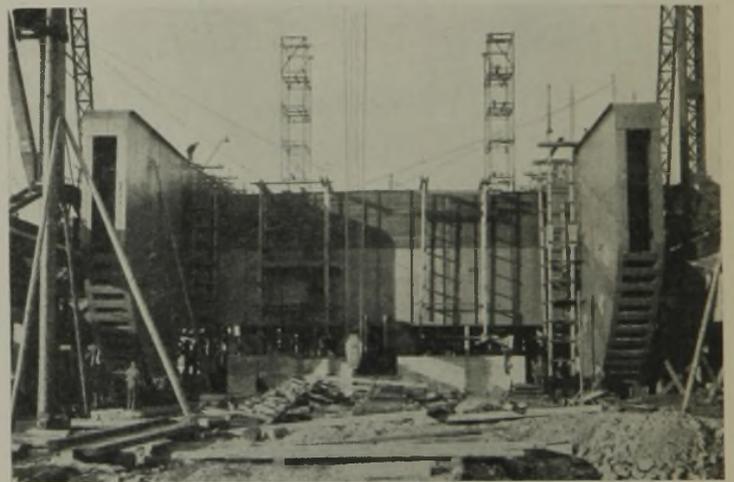


Abb. 99.
Blick auf die montierten Ankerenden der Versteifungsträger.

einander verbunden und, wie aus Abb. 88 zu ersehen ist, durch Flacheisen gegen Drehen um die Achse gesichert. Aus Abb. 98 ist der Einbau dieser Stahlgußteile gegen die vorher montierte innere Blechwand des Versteifungsträgers und gegen die durch Abschlußwände verdeckten Rippenkörper zu entnehmen. Die äußere Wand wurde als letztes mit den Rippen verbunden.

Das Ankerende des Versteifungsträgers mit den Einbauten für die Verankerung der Tragseile wurde aus sechs rd. 25 t schweren, zweiwandigen Teilen zusammengebaut. Zum Einbau des Umlenklagers mußten Teile des Obergurtes und der Zwischenschotte zunächst fortgelassen werden. Die Stelzen des Umlenklagers wurden wegen des Längens der Seile beim Ablassen der Brücke um 30 mm nach auswärts schräggestellt; in dieser Lage blieben sie durch die Feststellvorrichtung bis zum Schluß der Seilmontage festgehalten. Die fertig montierten, bis zu 12 m hohen Versteifungsträgerenden zeigt Abb. 99.

Am 7. November 1928 wurden beim Zusammenbau des Versteifungsträgers auf der festen Rüstung die Hilfspfeiler erreicht (vgl. Abb. 100). Der in der Mittelöffnung befindliche Teil wurde durch Ablassen der hydraulischen Hebeböcke von der Rüstung freigesetzt und ruhte von da ab auf den Pylonenpfeilern und den Hilfspfeilern auf (vgl. Abb. 101). In den Seitenöffnungen lagen die Ankerenden der Versteifungsträger zu dieser Zeit



Abb. 100. Montagezustand am 7. November 1928.

noch nicht auf den Absenkvorrichtungen auf; die Konstruktion mußte hier weiter auf dem Gerüst liegenbleiben. Infolge der Durchbiegung des freigesetzten Teiles in der Mittelöffnung hoben sich die Gelenke in den Seitenöffnungen, und es mußten dort die hydraulischen Hebeböcke, den veränderten Höhenlagen entsprechend, nachgestellt werden.

Sofort nach dem Freisetzen in der Mittelöffnung wurde dort mit dem Abbruch der Gerüste begonnen. Die Arbeiten wurden jedoch zweimal durch Hochwasser unterbrochen, so daß die Rammfähle erst in der zweiten Hälfte des Dezembers gezogen werden konnten. Die Gerüste in den Seitenöffnungen wurden zu Beginn des Sommers 1929 entfernt.

(Schluß folgt.)



Abb. 101. Montagezustand nach Abbruch der Rüstungen in der Mittelöffnung.

Einfluß der ungünstigsten Laststellung bei Berechnung der Standsicherheit der Ankerplatten von Bollwerken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. H. Blum, Dortmund-Barop.

Im Anschluß an den von Herrn Regierungsbaurat G. Franzius, Kolberg, in der „Bautechnik“ veröffentlichten Aufsatz¹⁾ sei der zahlenmäßige Einfluß der ungünstigsten Laststellung noch kurz zusammenge stellt.

Für Berechnung der Wand und Bestimmung der Ankerzugkraft wird wohl überall in der Praxis mit der gegebenen Auflast gerechnet, während diese bei Bestimmung des auf die Ankerplatte entfallenden Erdwiderstandes unberücksichtigt bleibt. Jedoch wird der Einfachheit wegen meist der aktive Erd- druck auf die Platte vernachlässigt. Es ist also von Bedeutung festzu- stellen: Wie groß ist der Einfluß des Erddruckes im Verhältnis zum möglichen Erdwiderstand, insbesondere bei einseitiger Auflast?

In Abb. 1 u. 2 ist der restlich verbleibende Erdwiderstand nach Abzug des Erddruckes rechnerisch dargestellt.²⁾

Es sei die Fläche $DEFG$ der nach der bekannten Gleichung rechnerisch ermittelte Erdwiderstand (Rankinescher Sonderfall: waagerechtes Gelände, lotrechte Wand)

$$E = f \cdot \frac{h^2}{2} \text{ bzw. } g = f \cdot h, \text{ worin}$$

für Erddruck (aktiven Erddruck). . . $f_a = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right)$

für Erdwiderstand (passiven Erddruck) $f_p = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)$ ist.

Bei dieser Erddruckbestimmung ist aber die Wandreibung zwischen Platte und Hinterfüllung noch nicht berücksichtigt. Für einen Reibungswinkel $\delta = \frac{\varrho}{3}$ vergrößere sich der passive Erddruck auf das „n“fache³⁾,

1) „Die ungünstigste Belastung durch Platten verankerter Bollwerke“, von Regierungsbaurat Georg Franzius, Kolberg, „Bautechnik“ 1929, Heft 34.

2) Der Übersicht wegen sind die gleichen Buchstabenbezeichnungen gewählt wie in dem Aufsatz Franzius.

3) Zahlenwerte siehe Tabelle.

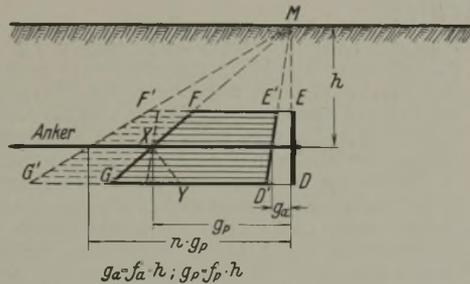


Abb. 1.

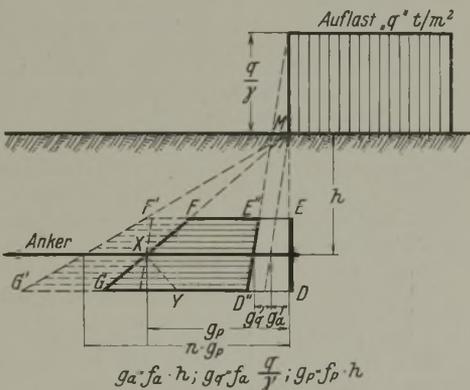


Abb. 2.

während die Verminderung des aktiven vernachlässigt werde. In Abb. 1 u. 2 ist diese Vergrößerung durch die Fläche $FGG'F'$ dargestellt. Der gesamte mögliche passive Erddruck ist dann $DEF'G'$ mit der mittleren Ordinate $n \cdot g_p$. Der auf die Platte wirkende aktive Erddruck

(Abb. 1) $DEE'D'$ mit der mittleren Ordinate g_a

(Abb. 2) $DEE''D''$ mit der mittleren Ordinate $g_a + g_q$

ist in Abzug zu bringen.

Zur Aufnahme der Ankerzugkraft verbleibt infolgedessen in Abb. 1 die Fläche $D'E'F'G'$ mit der mittleren Ordinate $n \cdot g_p - g_a$

in Abb. 2 die Fläche $D''E''F'G'$ mit der mittleren Ordinate $n \cdot g_p - g_a - g_q$. Es sei dann

$$\text{Fläche } D'E'F'G' = \alpha \cdot DEFG \quad (\text{Abb. 1})$$

und

$$\text{Fläche } D''E''F'G' = \alpha' \cdot DEFG \quad (\text{Abb. 2}).$$

Die Werte α und α' lassen sich aus folgenden Gleichungen für die verschiedenen Bodenarten und Belastungsfälle leicht errechnen:

$$\alpha = \frac{n \cdot g_p - g_a}{g_p}; \quad \alpha' = \frac{n \cdot g_p - g_a - g_q}{g_p}$$

(1)

$$\alpha = n - \frac{f_a}{f_p}$$

$$\alpha' = n - \frac{f_a}{f_p} \left(1 + \frac{q}{\gamma h} \right)$$

(2)

$$\alpha' = n - \beta \cdot \frac{f_a}{f_p}, \text{ worin}$$

(3)

$$\beta = \left(1 + \frac{q}{\gamma h} \right) \text{ ist.}$$

Die Größe von α ist nur von dem Böschungswinkel ϱ abhängig, während α' außerdem von dem Raumgewicht, der Auflast und der Höhenlage der Ankerplatte abhängt. Die Zahlenwerte α und α' geben an, welcher Anteil oder welches Vielfache des rechnerisch ohne Wandreibung ermittelten Erdwiderstandes zur Aufnahme des Ankerzuges vorhanden ist. Hierbei ist allerdings der Inhalt der gesamten Trapezfläche eingesetzt, während bei symmetrischer Platte (Ankerangriffspunkt in der Mitte) nur eine symmetrische Lastverteilung möglich ist (etwa $D'E''FXY$ in Abb. 2). Diese Vereinfachung ist zulässig, da insbesondere bei der vorgeschriebenen Sicherheit, die sich rechnerisch ergebende rechteckförmige Verteilung innerhalb des Trapezes bleibt. Liegt jedoch die Ankerplatte dicht unter der Geländeoberfläche, was man nach Möglichkeit vermeiden wird, so ist entweder eine unsymmetrische Platte zu wählen oder entsprechend der Druckverteilung mit einer höheren Sicherheit zu rechnen. Für den praktischen Gebrauch sind in folgender Tabelle die Werte α und α' für verschiedene Verhältnisse zusammengestellt. Die gleichen Werte sind in Abb. 3 graphisch aufgetragen, was den Vorteil hat, daß für beliebige Zwischenwerte von β die Größe α' ohne Schwierigkeit abgelesen werden kann. Ferner sind in der Tabelle die Zahlenwerte „n“ für die in Frage kommenden Böschungswinkel angegeben. Sie sind aus den Erddrucktabellen von Prof. Krey ermittelt.

Tabelle für n , α und α'

φ	n	$\frac{f_a}{f_p}$	α					
			für $\beta=1,0$	$\beta=1,5$	$\beta=2,0$	$\beta=2,5$	$\beta=3,0$	$\beta=3,5$
20°	1,18	0,240	0,940	0,820	0,700	0,580	0,460	0,340
25°	1,26	0,165	1,095	1,013	0,930	0,848	0,765	0,682
30°	1,38	0,111	1,269	1,214	1,158	1,103	1,048	0,992
35°	1,55	0,073	1,477	1,440	1,403	1,367	1,330	1,294
40°	1,78	0,047	1,733	1,709	1,686	1,662	1,638	1,615

Für normale Bodenverhältnisse $\varphi = 30^\circ$ kommen etwa folgende Werte in Betracht:

hohe Belastung	mittlere Belastung
$q = 4 \text{ t/m}^2$	$q = 2 \text{ t/m}^2$
$h = 1,5 \text{ m}$	$h = 1,5 \text{ m}$
$\gamma = 1,1 \text{ t/m}^3$ *)	$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$
$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 30^\circ$

Hierfür ergibt sich nach Gl. 3:

$$\beta = 1 + \frac{4}{1,1 \cdot 1,5} = 3,42, \quad \beta = 1 + \frac{2}{1,8 \cdot 1,5} = 1,74,$$

und aus Abb. 3:

$$\alpha = 1,00 \quad \alpha' = 1,19.$$

*) γ für Boden unter Wasser, um den möglichst ungünstigen Fall herauszugreifen.

Wird also bei normalen Bodenarten für die Standsicherheit der Ankerplatte nur mit dem ohne Wandreibung ermittelten Erdwiderstand ohne Abzug des Erddruckes gerechnet, so ist die Vereinfachung nur zugunsten der Standsicherheit geschehen. Es ist mithin zulässig, bei einem Böschungswinkel von etwa 30° und bei einer Tiefenlage des

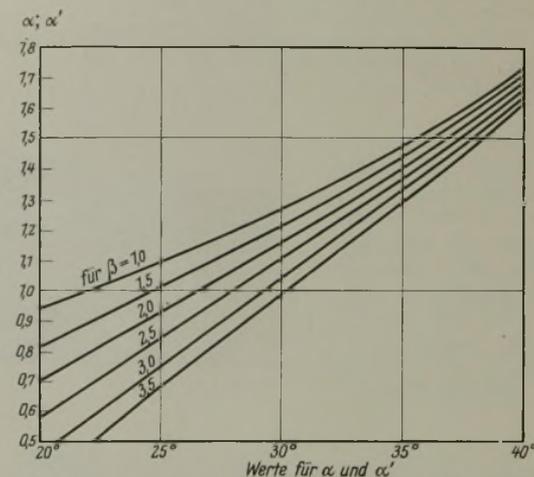


Abb. 3.

verkürzter Ankerlänge, bei der mit einer gebrochenen Druckverteilung gerechnet werden muß, läßt sich eine ausführliche Bestimmung nicht umgehen.

Vermischtes.

Technische Hochschule Hannover. Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem Staatssekretär im Preußischen Ministerium für Volkswohlfahrt Adolf Scheidt in Berlin, dem verdienstvollen Führer zu einem gesunden Wohnwesen und dem geistvollen Mitarbeiter auf dem Gebiete des Städtebaus.

Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Auf Einladung des beim 2. Internationalen Kongreß in Wien 1928¹⁾ bestellten Komitees versammelten sich in der Technischen Hochschule in Zürich am 29. Oktober 1929 etwa 25 Vertreter von 14 Staaten. Nach der Tagesordnung sollten die Statuten beraten und die Vorsitzenden und Geschäftsführer gewählt werden, auch sollte das Arbeitsprogramm für den nächsten Kongreß behandelt werden, der im Jahre 1932 in Paris stattfinden soll.

Ausgehend von dem Gedanken, daß es notwendig ist, der internationalen Zusammenarbeit in den Fragen des Brückenbaues und Hochbaues eine festere Grundlage zu geben, wurde die „Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau“ gegründet. Die Schweiz hat das große Verdienst, den internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau einberufen zu haben (1926 in Zürich). Es war daher selbstverständlich, daß die Schweiz mit dem Vorsitz der Vereinigung betraut wurde. Dementsprechend soll der Sitz vorläufig in der Schweiz (Zürich) sein.

Der Zweck der Vereinigung ist, die internationale Zusammenarbeit zwischen den Vertretern der Wissenschaft und denjenigen der Industrie und des Bauwesens auf dem Gebiete des Brücken- und Hochbaues zu sichern und den Fortschritt durch den Austausch von Gedanken und Bekanntgabe von Versuchsergebnissen und Erfahrungen zu fördern.

Hauptmittel zur Erreichung dieses Zweckes ist die Organisation von Kongressen in Zeiträumen von drei bis fünf Jahren. Auch sollen Anregungen zur Durchführung wissenschaftlicher Versuche gegeben und Berichte und sonstige Mitteilungen herausgegeben werden.

Die Mitgliedschaft können sowohl einzelne Personen als auch Behörden, öffentliche Verwaltungen, Firmen und Körperschaften, die am Brückenbau und Hochbau Interesse haben, erwerben.

Die Vereinigung wird geleitet von einem ständigen Ausschuss, bestehend aus einem bis zwei Delegierten für jedes Land. Länder mit weniger als 50 Mitgliedern haben Anrecht auf einen Delegierten, solche mit 50 und mehr Mitgliedern auf zwei Delegierte. Die Delegierten jedes Landes und ihre Vertreter werden dem Präsidenten benannt.

Der ständige Ausschuss hat sich jedes Jahr mindestens einmal zu versammeln. Er wählt seinen Vorstand; er hat die nötigen Vorarbeiten entsprechend dem umschriebenen Zwecke vorzubereiten und diesbezügliche Beschlüsse zu fassen; er prüft und genehmigt die Verwendung der Geldmittel der Vereinigung; er bezeichnet den Ort und bestimmt den Zeitpunkt des nächsten Kongresses, sowie den Vorsitzenden des Ausschusses, dem die Aufgabe zufällt, diesen Kongreß vorzubereiten.

Der Vorstand, der auf zwei Jahre gewählt wird, besteht aus einem Präsidenten, drei stellvertretenden Präsidenten, einem Hauptgeschäftsführer und zwei Geschäftsführern für wissenschaftliche Fragen und Arbeiten. Sämtliche Ämter der Vereinigung werden ehrenamtlich verwaltet.

Der Hauptgeschäftsführer führt den Schriftwechsel der Vereinigung, vereinnahmt die Beiträge, besorgt die allgemeinen Geschäfte der Ver-

einigung und trifft die Vorbereitungen für die Sitzungen des ständigen Ausschusses. Der Hauptgeschäftsführer muß dem Lande, in dem der Sitz der Vereinigung ist, angehören. Im Einverständnis mit dem Präsidenten können die Hauptgeschäftsführer und die Geschäftsführer für wissenschaftliche Fragen bezahlte Arbeitskräfte anstellen. Die Entschädigung für die Hilfskräfte wird von dem Vorstand festgesetzt.

Wenn auch sämtliche Ämter ehrenamtlich sind, so erfordert die Bearbeitung wissenschaftlicher Fragen und die Herstellung der Drucksachen doch viel Geld. Es wurde daher für jedes Einzelmitglied ein Jahresbeitrag von 2 Dollar festgesetzt. Bei Behörden, Firmen und Körperschaften werden die Beiträge nach der Zahl der jeweils gewünschten Druckexemplare berechnet, die laufend zugeteilt werden sollen, wobei für jedes Exemplar 5 Dollar berechnet werden. Der Beitrag wurde für die Einzelmitglieder absichtlich niedrig gehalten, damit die Vereinigung eine möglichst breite Grundlage erhält. Es ist zu hoffen, daß der Vereinigung möglichst viele Einzelmitglieder beitreten, die als Gegenleistung die wertvollen Druckschriften laufend erhalten sollen.

Es wurden gewählt:

zum Präsidenten: Dr. Rohn (Schweiz),
zu Vizepräsidenten: Dr. Klönne (Deutschland), E. Pigeaud (Frankreich) und J. Mitchell Morcrieff (England).

Den Generalsekretär stellt die Schweiz (Roß).

Als wissenschaftliche Sekretäre wurden gewählt: Dr. Bleich, Wien (Stahlbau), Campus, Lüttich (Eisenbeton).

Die erste Tagung des ständigen Ausschusses soll in der Schweiz am 4./5. April 1930 stattfinden.

Die gewählten Männer bürgen dafür, daß die „Vereinigung“ ihren Zweck erfüllen wird. Über das Arbeitsprogramm konnten noch keine endgültigen Beschlüsse gefaßt werden. Ko.

Vorläufiges Merkblatt für die Oberflächenbehandlung von Straßendecken mit Kaltasphalt (vom Oktober 1929)¹⁾. (Auszug.)

A. Bauverfahren.

Steinschlagdecken. Als ungeeignet auszuschließen sind Straßenstrecken, die

- a) schlecht abtrocknen infolge schattenreicher Lage in Einschnitten oder im Walde und die einen feuchten Untergrund haben. Ortsstraßen können behandelt werden, wenn sie gut entwässert sind und schnell aufzutrocknen;
- b) stärkeres Quergefälle als 4% haben;
- c) schlechtes Profil haben oder stark geflickt werden müssen, oder deren Gefüge gelockert ist;
- d) lehmhaltige Decken haben;
- e) überwiegend Pferdeverkehr in Steigungen aufweisen.

Bei neuen Decken, die für Oberflächenbehandlung in Aussicht genommen sind, soll die Querneigung 4 bis 3% betragen. Dabei ist die

¹⁾ Das vom Ausschuss „Asphaltstraßen“ der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau ausgearbeitete Merkblatt ist erschienen im Verlage der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Charlottenburg, Knesbeckstr. 30, und zum Preise von 0,20 R.-M. zu beziehen.

¹⁾ Vgl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 46, S. 689 u. f.

flachere Neigung in Steigungen und bei günstiger Lage der Straße, die stärkere bei ungünstiger Lage zu wählen.

Im bergigen Gelände können Steigungen von 6 bis 7% behandelt werden; bei geringem Quergefälle bis zu 7%, bei stärkerem Quergefälle nicht über 6%. In jedem Falle ist eine Mischung von grobem Korn (s. weiter unten) anzuwenden, um eine verstärkte Griffigkeit der Straße zu sichern.

Die Fahrbahn wird mit Stahl- und Piassavabesen (oder mit Druckluft) steinkornrein ausgekehrt und der Staub mit weichen Besen abgefegt. Wo Wasser zur Verfügung steht, empfiehlt es sich, die Straße unter Druck gründlich auszuspritzen.

Neue Walzdecken müssen vor Ausführung der Oberflächenbehandlung mehrere Wochen dem Verkehr freigegeben werden, um sie entsprechend zu dichten. Alte Walzdecken müssen gut instand gesetzt werden. Schlaglöcher und Mulden sind einige Zeit vor der Oberflächenbehandlung durch Flickwalzungen oder durch Einbringen, Feststampfen und Abrammen von reinem Splitt, unter Tränkung mit Kaltasphalt, auszubessern. Der Splitt darf höchstens halb so groß sein, wie das Schlagloch oder die Mulde tief ist. Die ausgebesserten Stellen müssen bündig mit der Straßenoberfläche liegen. Neben dem Abrammen ist auch Abwalzen zu empfehlen. Die weitere Verdichtung kann dem Verkehr überlassen werden.

Der Kaltasphalt ist auf der Decke, die feucht, aber nicht tropfnaß sein darf, möglichst gleichmäßig zu verteilen (Gießkannen, fahrbare Handdruckspritzen und Sprengwagen, bei denen der Kaltasphalt unter Druck auf die Decke aufgespritzt wird). Gleich nach dem Aufbringen des Kaltasphaltes ist mit Gestein (Edel- oder Doppelgrus) abzudecken. Für Sauberhaltung des Gruses während der Lagerung an der Straße ist Sorge zu tragen, ebenso für Säuberung vor jedem einzelnen Aufguß. Für die erste Behandlung ist im allgemeinen gröberes Korn, etwa 6 bis 12 mm, zu verwenden. Für eine etwaige zweite Behandlung ist feineres Korn, und zwar etwa 3 bis 6 mm, zu wählen, wobei schwerer Verkehr das kleinere Korn, Steigungen das größere Korn erfordern.

Es ist vorteilhaft, die Decke jedesmal gleich abzuwalzen. Jedenfalls muß die Decke einige Stunden für den Verkehr gesperrt werden.

Bei der ersten Behandlung ist nicht zu viel Aufgußmenge zu verwenden, sondern dafür eine Nachbehandlung etwa nach 2 Wochen vorzunehmen. Der nicht gebundene Grus ist bei sonnenlosem Wetter schon nach 3 bis 4 Tagen abzukehren, weil sonst die abgebundene Decke wieder zerstört wird.

Bei der aufzubringenden Menge des Kaltasphaltes ist zu beachten, daß man es mit Emulsionen zu tun hat, die bis zu 50% Wasser enthalten, das sich nach dem Aufbringen abscheidet. Es müssen daher wesentlich größere Mengen Masse verwendet werden als bei der Heißasphaltierung.

Für Dauerbehandlung mit Kaltasphalt wird empfohlen, die Decke entweder in demselben Jahre, etwa nach 2 Monaten, oder im folgenden Jahre, etwa im April oder Mai, zu wiederholen, jedenfalls offen gewordene Stellen sofort zu säubern, zu asphaltieren, zu grusen und abzurammen. Bei jeder folgenden Bestreuung ist ein feinkörnigeres Mineralgemenge zu verwenden.

Oberflächenbehandlungen gelingen nicht bei Frost. Vorbedingung für die Haltbarkeit der behandelten Flächen ist ferner, daß sie gründlich austrocknen können. Daher sind Oberflächenbehandlungen gewöhnlich nur in der Zeit vom 1. April bis 15. Oktober auszuführen.

Im Gegensatz zu den Heißverfahren können Emulsionen auf noch gerade feuchter Decke, weniger gut bei Regen aufgebracht werden. Nach Regen ist ein oberflächliches Abtrocknen abzuwarten. Starke Regengüsse können zudem die Emulsionen je nach ihrer Brechungszeit ganz oder z. T. wegsülen. Auf jeden Fall wird die Haltbarkeit der Kaltasphaltierung durch schlechte Witterung beeinträchtigt.

Der Splitt- oder Grusverbrauch beläuft sich auf etwa 1 m³/m², an gemahlener Eisenschlacke oder Sand wird auf 200 m² etwa 1 m³ gebraucht.

Steinpflasterstraßen. Auszuschließen ist Steinpflaster mit zu engen oder wasserundurchlässigen Fugen. Etwaige Vertiefungen in der Pflasterbahn sind durch das Flickverfahren auszugleichen; tiefe Mulden müssen gehoben, starke Buckel tiefergelegt oder niedrigerarmt werden, Profilausgleichungen der Pflasterbahn müssen mindestens 14 Tage vor der Behandlung mit Kaltasphalt vorgenommen werden.

Um die Pflasterbahn wieder möglichst profilmäßig herzustellen, werden die Pflasterfugen entweder mit Druckwasser ausgespritzt oder 4 bis 5 cm tief ausgekratzt und mit Druckluft oder Besen gründlich gereinigt und dann durch Überstreuen und Einfegen mit Feingrus ausgefüllt, oder die ganze Pflasterfläche wird durch Überstreuen in 1 cm Stärke abgedeckt.

Diese Fugenfüllung sowie auch die Überdeckung der Pflastersteinköpfe werden mit Kaltasphalt getränkt. Dieser Aufguß wird mit demselben Grus oder auch Splitt leicht abgestreut; kleinere Vertiefungen sind dabei auszugleichen, was durch Abziehen mit einem Gummischieber — ohne Hin- und Herziehen — erzielt wird.

Nachdem die Abstreung 1 bis 2 Tage ausgetrocknet und durch den Verkehr genügend verdichtet ist, wird die Fläche mit einem weichen Besen abgefegt, gesäubert, mit Kaltasphalt getränkt und mit gemahlener Eisenschlacke, Basaltsand 1 bis 3 mm oder scharfem, lehmfreiem Sand 1/2 cm hoch abgestreut; auch diese Ab-

streung wird mit dem Gummischieber glattgezogen. Nachdem die letzte Tränkung ausgetrocknet und durch den Verkehr verdichtet ist, werden die nicht mit Kaltasphalt durchgezogenen Mineralstoffe abgefegt. Zur Ausführung dieser Arbeiten ist trockenes Wetter erforderlich.

Die Abdeckung soll nur die Fugen ausfüllen und dichten und Unebenheiten des Pflasters ausgleichen.

B. Die Prüfung der Emulsion

hat vorläufig nach den „Vorschriften für die Prüfung und Lieferung von Asphalt und Teer enthaltenden Massen“ (aufgestellt von der Zentralstelle für Asphalt- und Teerforschung, DIN 1995 und 1996, Beuth-Verlag, Berlin S 14) zu geschehen, soweit nicht die einzelnen Bauverwaltungen noch besondere Verfahren vorschreiben.

C. Anforderungen an die Emulsion.

Das verwendete Asphaltbitumen soll reiner, nahezu paraffinfreier Petroleumdestillationsrückstand sein. Es soll nach dem Zerfall der Emulsion den „Vorschriften für die Prüfung und Lieferung von Asphalt und Teer enthaltenden Massen“ (aufgestellt von der Zentralstelle für Asphalt- und Teer-Forschung, DIN 1995 und 1996, Beuth-Verlag, Berlin S 14) entsprechen.

Erweichungspunkt des Asphaltbitumens (nach Kraemer-Sarnow): 30 bis 40° C, Erstarrungspunkt: unter — 18° C, Streckbarkeit (Duktilität) nicht unter 30 cm, Fadenlänge im tropfenden Zustande nicht unter 10 cm, Aschengehalt der fertigen Emulsion höchstens 2%.

Der Wassergehalt der Emulsion soll nicht mehr als 50% betragen.

Der Zerfall der Emulsion soll spätestens 3 Stunden nach dem Aufbringen auf die Straße auch bei kühlem, feuchtem Wetter beendet sein. Andererseits soll die Emulsion auch in angebrochenen, aber verschlossen gehaltenen Fässern mindestens 3 Monate ohne besondere Maßnahmen beständig bleiben.

Eine Staumauer als Hochwasserschutz im Oberlauf des Albigna.

In einem bereits früher aufgestelltem Entwurf für das Albigna-Wasserkraftwerk war nach einem Bericht der „Schw. Bztg.“ 1929 vom 17. August im Oberlauf des Albigna eine Stauwand vorgesehen, die gleichzeitig auch dem Schutz gegen Hochwassergefahr dienen sollte. Die Hochwasserkatastrophe in Graubünden im Herbst 1927 rückte nun die ursprünglich nebensächliche Aufgabe der geplanten Staumauer in den Vordergrund, um zukünftige Schäden von den im Tal gelegenen Wohn- und öffentlichen Bauten fernzuhalten.

Die Albigna hat ihren Ursprung in dem gleichnamigen Gletscher und läßt sich ohne einen wirksamen Hochwasserschutz im unteren Teil nicht in engen Grenzen halten. Die Stauwand war daher so zu bemessen, daß die Hochwasserspitzen des Flusses herabgemindert werden. Aus dem zeitlichen Verlauf der letzten Hochwasserkatastrophe ergab sich die Notwendigkeit eines Staubeckens von 2,9 Mill. m³ Nutzinhalt. Dementsprechend wurde zunächst für die vorliegende Aufgabe eine 18,5 m hohe Hochwasserschutzmauer von 132,5 m Länge vorgesehen, deren Krone überströmbar auszubilden ist.

Lageplan und Querschnitt sind in Abb. 1 gegeben. An den Tiefstellen erhält die Staumauer zwei Durchlässe als Zugänge zum Revisionsgang der künftigen großen, für die Kraftanlage bestimmten Mauer, die vorläufig durch waagerechte Gewölbe abgeschlossen werden. Für die Abführung des Wassers während des Bauvorganges ist ein Stollen vorgesehen, der den Fels ganz außerhalb der Stauwand durchdringt. Der Abfluß wird durch eine düsenartige Verengung des Stollens geregelt, deren Querschnitt und Lage so bemessen ist, daß ihre Durchlaßfähigkeit bei tieferen Wasserspiegellagen des Staubeckens abnimmt. Hierdurch wird bei normalem Hochwasser die sekundlich abfließende Wassermenge verhältnismäßig niedrig gehalten, während nur bei ganz ungewöhnlichem Hochwasser eine Abflußmenge von 11 m³/sek auftritt. In Abb. 2 ist außer dem Profil der Hochwasserschutzmauer auch das der späteren Mauer für das Kraftwerk dargestellt. Die erstere erhält an der Luftseite Abtreppungen und an der Wasserseite eine Verzahnung für einen besseren Zusammenschluß mit dem Körper der künftigen Staumauer.

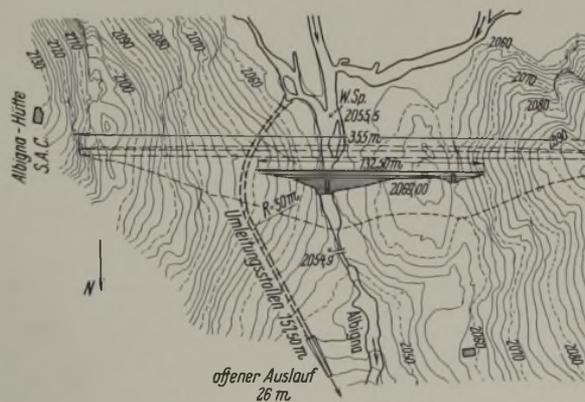


Abb. 1. Grundriß der Hochwasserschutzmauer für 2,9 Mill. m³ Fassungsraum. Gestrichelt: Endgültige Staumauer.

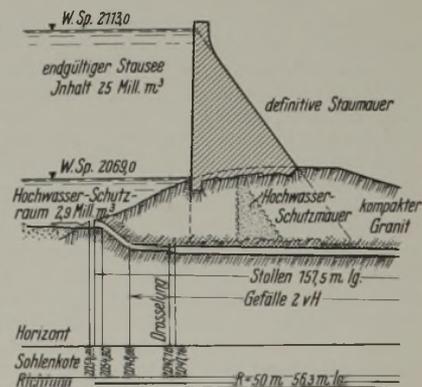


Abb. 2. Lotrechter Schnitt in der Achse des Umleitstollens. Gestrichelt: Schnitt im Talweg.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. Montag, den 25. November 1929, 7,30 Uhr abends findet im Großen Saal des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, ein Vortrags- und Ausspracheabend über „Gesichtspunkte für Verhütung von Brandkatastrophen durch bauliche Maßnahmen und Feuerschutzeinrichtungen“ statt. Vortragende: Mag.-Oberbaurat Lühmann (Städt. Baupolizei Berlin) und Branddirektor Dipl.-Ing. Wagner (Zentralamt der Berliner Feuerwehr).

Donnerstag, den 5. Dezember 1929, 3 Uhr nachm. findet eine Besichtigung des Neubaus des Stadtbades in Berlin N, Gartenstr. 5/6, statt. Treffpunkt: 3 Uhr vor dem Eingang des Bades. — Voranmeldung an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27. Gäste willkommen.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Nr. 39. Einsturz eines zweistöckigen Anbaues infolge mangelhafter Betonhärtung bei kühler Witterung. Der in Abb. 1 u. 2 im Grundriß und Querschnitt skizzierte Anbau an ein bestehendes Gebäude gleicher Konstruktion hatte Umfassungswände aus Ziegelmauerwerk. Die Decken und Innenstützen bestanden aus Eisenbeton. Die Platten waren kreuzweise bewehrt.

Etwa 7 Wochen nach dem Betonieren der Dachdecke stürzte der Anbau in ganzer Höhe einschließlich der Kellerdecke plötzlich ein. Ein auf dem Bau beschäftigter Arbeiter wurde getötet, zwei weitere wurden schwer verletzt.

Am Unfalltag standen im obersten Geschoß noch Notstützen unter den Balken. Die übrige Schalung der Dachdecke war etwa 1 Woche, die Schalung der übrigen Geschosse etwa 5 Wochen vor dem Unfalltag entfernt worden. In den unteren Geschossen standen keine Notstützen mehr.

Unmittelbar vor dem Unfall hatte der Maurerpolier im obersten Geschoß an der in Abb. 1 mit *a* bezeichneten Stütze einen vom Fußboden etwa 80 cm heraufreichenden schrägen Riß beobachtet, der sich vor seinen Augen erweiterte. Der Polier hatte noch gerade Zeit, die Arbeiter durch Zuruf zu warnen und sich selbst in Sicherheit zu bringen, als das Gebäude schon einstürzte. Ein Zeuge beobachtete, daß sich hierbei zuerst die Dachdecke senkte.

Bei der Untersuchung der Trümmer fand sich von den unteren rund 1,6 m langen Stück der gerissenen Säule nur noch ein loses Gemenge halbfeuchter, wenig erhärteter Betonteile vor, so daß eine Probeentnahme nicht möglich war. Einzelne Schalen von etwa 3 cm Stärke, die die äußere Umhüllung der Säule gebildet hatten, waren gut erhärtet. Der Beton des oberen, fast nicht beschädigten Säulenteils hatte durchweg gutes Gefüge, war aber auch nicht vollständig erhärtet. Die Deckentrümmer zeigten ungleichmäßige Erhärtung. Der Baugrund war einwandfrei, die Fundamente hatten nicht nachgegeben.

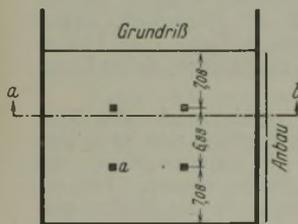


Abb. 1.

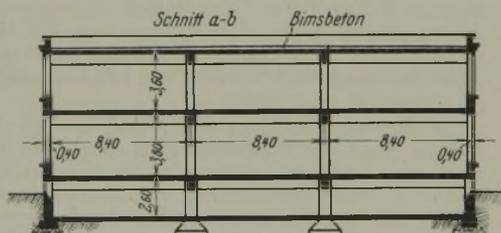


Abb. 2.

Von 6 aus den Trümmern der Decken und Säulen der unteren beiden Geschosse entnommenen Betonproben hatten 5 im Alter von 90 bis 100 Tagen (4 Wochen nach dem Einsturz) eine Druckfestigkeit von 60 bis 80 kg/cm² und 1 Probe eine solche von 134 kg/cm², während die aus den Trümmern des Dachgeschosses entnommenen Probestücke eine Druckfestigkeit von 100 bis 185 kg/cm² im Alter von etwa 70 Tagen aufwiesen. Bei der Untersuchung ergab sich ein Mischungsverhältnis von 1:5,2 bis 1:10,9. Die Untersuchung einer aus den Resten auf der Baustelle entnommenen Zementprobe ergab keine Anstände. Der verwandte Flußkies sand war etwas sandarm, galt aber allgemein als brauchbar. Die Standsicherheitsberechnung enthielt keine wesentlichen, für den Unfall ursächlichen Fehler.

Die herangezogenen Sachverständigen führten den Einsturz auf das Versagen der Säule *a* im 2. Obergeschoß infolge zu geringer Druckfestigkeit des Betons zurück. Diese sei eine Folge der kühlen und zeitweise regnerischen Witterung während der Bauausführung. In der Zeit zwischen dem Betonieren und Ausschalen der beiden unteren Decken hatte die höchste Tagestemperatur zwischen 0 und +13°, die niedrigste Nachttemperatur zwischen +1 und -5° geschwankt. Von den 42 Tagen, während deren die Dachdecke und die zugleich mit ihr betonierten Säulen des Obergeschosses in der Schalung standen (im Dezember und Januar), herrschte an 15 Tagen Frost von 0 bis -16° und an 6 Tagen kühle Witterung von 0 bis +5°. An den restlichen 21 Tagen betrug die höchste Tagestemperatur +6 bis +14°, die niedrigste Nachttemperatur aber 0 bis +5°. Der eine Gutachter wies darauf hin, daß in dieser Jahreszeit die für das Erhärten des Betons maßgebliche mittlere Tagestemperatur viel näher bei der niedrigsten als bei der höchsten Temperatur liege, da diese nur ganz wenige Stunden herrsche. Bis zum Ausschalen habe die Dachdecke also fast nur unter dem Einfluß von kühler Witterung und Frost gestanden, so daß eine nennenswerte Erhärtung nicht zu erwarten und das Ausschalen verfrüht gewesen sei. Die Druckfestigkeit des Betons sei

zur Zeit des Einsturzes wahrscheinlich nicht unerheblich kleiner gewesen, als die 4 Wochen später ausgeführten Versuche ergaben, da die Betonproben inzwischen in günstigere Temperaturen gekommen und nachgehärtet seien. Außerdem sei die Belastung der sehr großen Dachdeckenfelder dadurch erhöht worden, daß die erst kurz vor dem Unfall mit Pappe überklebte Bimsbetonschicht (Abb. 2) sich mit Regenwasser gesättigt habe. Die Entlastung der Dachgeschoßsäulen durch die Notstützen sei wahrscheinlich durch starke Durchbiegungen der Balken der mittleren Decke nicht unwesentlich vermindert worden. Diese Durchbiegungen hätten auch Biegungsspannungen in den oberen Säulen erzeugt, auf die wohl auch der beobachtete Riß in der Säule *a* zurückzuführen sei.

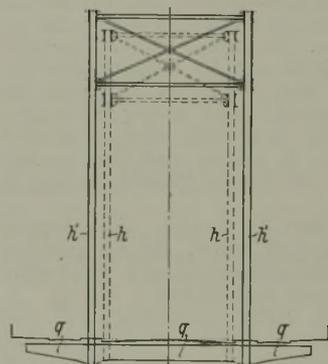
Während der eine Gutachter den Oberingenieur der ausführenden Firma, den Bauführer und den Betonpolier für den Unfall verantwortlich machte, hielten die anderen Gutachter nur den Betonpolier als für die Maßnahmen auf der Baustelle verantwortlich. Das Ergebnis der nachträglichen Ermittlung des Mischungsverhältnisses sei aber sehr unsicher und könne nicht gegen den Polier verwandt werden. Der Betonpolier habe die Ausschaltungsfristen mit Rücksicht auf den Frost bestimmungsgemäß verlängert und sich in üblicher Weise durch Abklopfen von der Erhärtung des Betons überzeugt. Er habe jedoch den Einfluß der kühlen Witterung in seiner großen Gefährlichkeit nicht gekannt und auch nicht zu kennen brauchen, da selbst sehr erfahrene Praktiker hierüber noch im unklaren seien und damals die grundlegenden neueren Versuche von Gary¹⁾ noch nicht veröffentlicht waren. Der Gegengutachter wies demgegenüber darauf hin, daß der schädigende Einfluß der Kälte auf die Erhärtung des Betons auch schon früher aus der Praxis und aus den Versuchen von Gary²⁾ im Jahre 1910 bis 1912 bekannt war.

Das Amtsgericht lehnte die Eröffnung des gegen den Oberingenieur, den Bauführer und den Polier wegen fahrlässiger Tötung und Körperverletzung beantragten Hauptverfahrens ab, indem es sich dem Standpunkt der Mehrzahl der Sachverständigen anschloß. Die gegen diesen Beschluß von der Staatsanwaltschaft erhobene Beschwerde wurde vom Landgericht verworfen. We.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Brücke mit vergrößertem Abstände der Hauptträger. (KI. 19d, Nr. 476 546 vom 22. 7. 1927 von Karl Daub in Düsseldorf.) Um den Verkehr während des Baues der Brücke aufrechterhalten zu können und um eine größere nutzbare Breite der Brückentafel zu erhalten, sind an den neuen Hauptträgern *h'* als Kragträger *q'* ausgebildete Verlängerungsstücke der alten Querträger *q* angebaut.



Man wählt solche Kragarme, daß ihr Gewicht und das der zugehörigen Fahrbauteile im mittleren alten Teil der Querträger ein so großes aufwärtsgerichtetes Moment erzeugt, daß die Querträger trotz ihrer vergrößerten Stützweite nicht oder nicht wesentlich verstärkt werden müssen. Die alten Hauptträger *h* fallen weg, so daß erheblich an nutzbarer Breite für den Fuhrwerkverkehr gewonnen wird.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungs- und Baurat (W.) Loll bei der Wasserdirektion in Münster i. W. ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt worden.

Der Regierungsbaumeister (W.) Heinrich Casper ist unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz überwiesen worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Gustav Körte, Johannes Engelke, Friedrich Poppe, Helmuth Wolter (Wasser- und Straßenbaufach); Willy Schneider, Ernst Wintgen, Ludwig Krauskopf (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

¹⁾ Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 57: Versuche über den Einfluß niederer Temperatur auf die Widerstandsfähigkeit von Zementmörtel und Beton. Von O. Graf. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

²⁾ Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 13: Versuche über den Einfluß der Kälte und Wärme auf die Erhärtungsfähigkeit von Beton. Von Prof. M. Gary; gleicher Verlag.

INHALT: Die Pirnaer Elbbrücke und ihre Verbreiterung 1928. — Die Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. (Fortsetzung). — Einfluß der ungünstigsten Laststellung bei Berechnung der Standsicherheit der Ankerplatten von Bollwerken. — Vermischtes: Technische Hochschule Hannover. — Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. — Vorläufiges Merkblatt für die Oberflächenbehandlung von Straßendecken mit Kaltasphalt. — Eine Stauammer als Hochwasserschutz im Oberlauf des Albigna. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton Nr. 39. Einsturz eines zweistöckigen Anbaues infolge mangelhafter Betonhärtung bei kühler Witterung. — Patentschau. — Personalnachrichten.