



Abb. 1. Köln-Mülheim.

DIE STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN RHEIN IN KÖLN-MÜLHEIM.

Von Dr.-Ing. Ferd. Schleicher in Wiesbaden, Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Allgemeines.

Seit dem Jahre 1888 bestand in Köln-Mülheim eine Schiffbrücke, die dem starken, den Rhein kreuzenden Verkehr immer weniger gerecht werden konnte, da die Brücke im Durchschnitt des Jahres 1925 täglich 31mal ausgefahren war, was einer $4\frac{1}{2}$ - bis 5stündigen Unterbrechung des Verkehrsweges gleichkommt¹. Während mehrerer Wochen des Jahres wurde die Schiffbrücke wegen Eis- oder Hochwassergefahr sogar ganz abgefahren. Der Bau einer festen Brücke wurde immer dringlicher, um einen regelmäßigen Verkehr zu ermöglichen und ferner den starken Durchgangsverkehr aus dem

Versteifungsträgers sehr leicht, beträgt diese doch nur $\frac{1}{52,5}$ der Stützweite.

Zur Erlangung von Entwürfen für diese Brücke war 1926 ein Wettbewerb ausgeschrieben worden, über dessen Ergebnisse in dieser Zeitschrift seinerzeit (vgl. „Der Bauingenieur“ 1927, Heft 13 bis 30) ausführliche Mitteilungen gemacht wurden. Es wird die Leser interessieren, Näheres über Gestaltung und Ausführung dieses Bauwerkes zu erfahren. Im folgenden werden einige wichtige Einzelheiten, jedoch ohne jeden Anspruch auf Vollständigkeit, wiedergegeben. Es werden im wesentlichen nur die eisernen Überbauten der Strom-

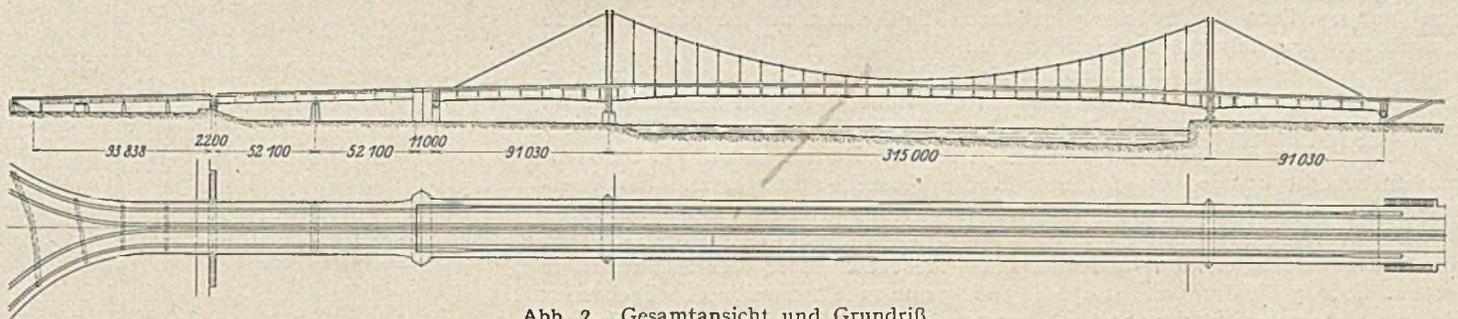


Abb. 2. Gesamtansicht und Grundriß.

Gebiet der inneren Stadt Köln fernzuhalten, der sich an den beiden älteren festen Kölner Straßenbrücken staute.

Zum Ersatz der Mülheimer Schiffbrücke wurde in den Jahren 1927—1929 eine Straßenbrücke gebaut, die am 13. Oktober 1929 dem Verkehr übergeben wurde. Da diese Brücke in einer starken Krümmung des Rheinstromes liegt, war eine besonders große Schifffahrtsöffnung wünschenswert: Die neue Brücke besitzt keine Strompfeiler und ist mit 315 m Stützweite die am weitesten gespannte Brücke des europäischen Kontinents. Mit 30,55 m Breite zwischen den Geländern ist sie auch eine der breitesten unter den großen Brücken der ganzen Welt.

Wie die diesem Aufsätze beigegebenen Bilder zeigen, wirkt die Brücke trotz der beträchtlichen Höhe des vollwandigen

brücke behandelt. Auf die Unterbauten, Flut-, Vorland- und Rampenbrücken kann nicht näher eingegangen werden. Auch die interessanten Untersuchungen zur Bemessung und Montage der Strombrücke werden nur teilweise und in den Endergebnissen kurz angedeutet.

Der Rheinstrom wird (vgl. Abb. 2) von einer Hängebrücke in einer einzigen Öffnung von 315 m Stützweite überspannt, an die sich beiderseits Nebenöffnungen von je 91,03 m Weite anschließen. Auf dem linken Rheinufer folgen noch die Flutbrücke mit 2 Öffnungen von je 52,10 m und die Vorlandbrücken mit 4 Öffnungen von etwa je 22 bis 26 m Stützweite. Auf dem rechten Rheinufer schließt sich an die Hauptbrücke ein Rampenbauwerk aus Eisenbetonrahmen an, die je nach ihrer Höhe einoder zweigeschossig sind und für Nutzzwecke ausgebaut wurden.

Die Brücke besitzt eine Fahrbahn von 17,2 m Breite, in deren Mitte zwei Straßenbahngleise liegen, ferner zwei Radfahrwege von je 1,50 m und zwei Gehwege von je 3,5 m Breite.

¹ Nach einer Mitteilung von Haas in der Festschrift der Stadt Köln zur Verkehrsübergabe der Mülheimer Brücke.

Die Gesamtbreite der Strombrücke beträgt, wie schon oben angegeben, 30,55 m. Die Aufteilung des Querschnitts der Hängebrücke zeigt Abb. 3. Die größte Steigung der Fahrbahn ist 1:47,3.

Die Bemessung des Gesamtbauwerks und seiner Einzelheiten erfolgte für die Regellasten der Brückenklasse I von DIN 1072, zu denen Straßenbahnzüge und ein Transformatorwagen hinzukamen. Die ersteren bestanden aus Triebwagen und zwei Anhängewagen mit Achslasten von 4·9 + 8·6 t bei 40,50 m Zuglänge, der Transformatorwagen hatte 36,5 t Gewicht bei 3,40 m Länge. Alle Lasten sind nach den Einflußlinien in der ungünstigsten Stellung und mit einem entsprechenden Stoßzuschlag berücksichtigt worden. Für die Berechnung der Hauptträger sind als Belastung der Radfahrwege 250 kg/m², für die Gehwege 400 kg/m² angenommen.

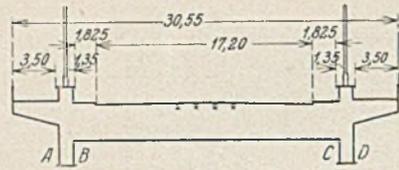


Abb. 3. Querschnitt durch die Strombrücke.

Die größten rechnermäßigen Spannungen sind durch die Werte von DIN 1073 begrenzt. Im Kabel treten unter der ungünstigsten Belastung durch Eigengewicht und Verkehrslast Spannungen von rd. 5,0 t/cm² auf. Im übrigen waren die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft maßgebend.

An Stahl wurden in den eisernen Überbauten insgesamt 14 800 t eingebaut, davon in der Strombrücke rd. 13 100 t. Baustoff der Haupttragglieder ist Siliziumbaustahl, z. T. auch Unionbaustahl (St 52). Aus St Si bzw. St 52 bestehen z. B. in der Strombrücke Versteifungsträger und Ankerpendel, Pylonen, Querträger und Längsträger der Fahrbahnplatte. St 48 wurde für die Belageisen und Besichtigungswagenträger verwendet. Aus St 37 wurden ausgeführt: die Fußwegkonsole, Windverband, Besichtigungswagen sowie Teile von untergeordneter Bedeutung. Stahlguß Stg 50.81 R hat für Lager und Kabelschellen Verwendung gefunden. Die Hängestangen und Seilköpfe sind aus Schmiedestahl St C 35.61. Die Tragkabel bestehen aus Seilen verschlossener Konstruktion, das Material der Drähte ist ein schwach legierter Gußstahl.

Die Strombrücke.

Die Strombrücke ist eine Kabelbrücke mit aufgehobenem Horizontalschub. Abb. 4 zeigt das geometrische Netz der Hängebrücke.

Die beiden Tragkabel geben ihre Spannkraft am Ende an die sog. Ankerenden des Versteifungsträgers ab. Die Horizontalkomponente der Kabelkraft wird durch den Versteifungsträger aufgenommen, während die Vertikalkomponente z. T. durch ein Auflagerpendel in den Pfeiler geleitet wird, z. T. auch durch den Ballastbeton aufgehoben wird, der in den letzten beiden Feldern des Versteifungsträgers unter der Fahrbahn eingebaut ist. Die Umlenkkraft über den Hauptpfeilern der Brücke wird durch die Pylonen aufgenommen, welche als stählerne Pendeljoche ausgebildet sind.

Der Versteifungsträger ist nur in der Mittelöffnung an jedem Querträger in 11,130 m Entfernung an den Kabeln aufgehängt. In den Seitenöffnungen dienen die Kabel nur als Rückhaltungen der Pylonen. Die Pylonen sind Rechteckportale mit Kugellagerung an den Fußpunkten. Der untere Teil der Pylonenposten besteht aus je vier Stielen, da der Versteifungsträger und die Querträger 8 durch sie hindurchgeführt sind.

Der Versteifungsträger ist in den Pylonen gelagert, die Ankerenden sind durch die bereits erwähnten Ankerpendel gestützt. Der Versteifungsträger ist ein über 3 Felder von 91,03, 315,00, 91,00 m Stützweite durchgehender Balken. Er besitzt in den Seitenöffnungen je ein Gelenk, so daß das System einfach statisch unbestimmt ist. Ein weiteres Gelenk in der Brückenmitte war nur während der Montage notwendig und ist in der fertigen Brücke biegungsfest verlascht.

Statische Berechnung.

Die Berechnung der Hängebrücken mit aufgehobenem Horizontalschub ist bekannt. Im folgenden sind deswegen nur die Hauptergebnisse der rechnerischen Untersuchungen sowie einige für das System kennzeichnende Einflußlinien angegeben.

Durchhang des Kabels und Sprengung des Versteifungsträgers sind aus Abb. 4 zu ersehen, in der auch die für die statische Berechnung notwendigen Daten angegeben sind.

Abb. 5 stellt die Einflußlinie für den Horizontalschub des einfach statisch unbestimmten Systems dar. Die größten Normalspannungen in den Querträgerpunkten des Versteifungsträgers wurden mit Hilfe der Einflußlinien für die sog. Kernpunktsmomente berechnet. Abb. 6 zeigt als Beispiel die Einflußlinien der Kernpunktsmomente M_0 und M_u im statisch unbestimmten System für den Punkt 17. Die Werte der Spannungen σ_0 und σ_u erhält man daraus durch Division mit $W_0 = W_u = 1,0829 \text{ m}^2$.

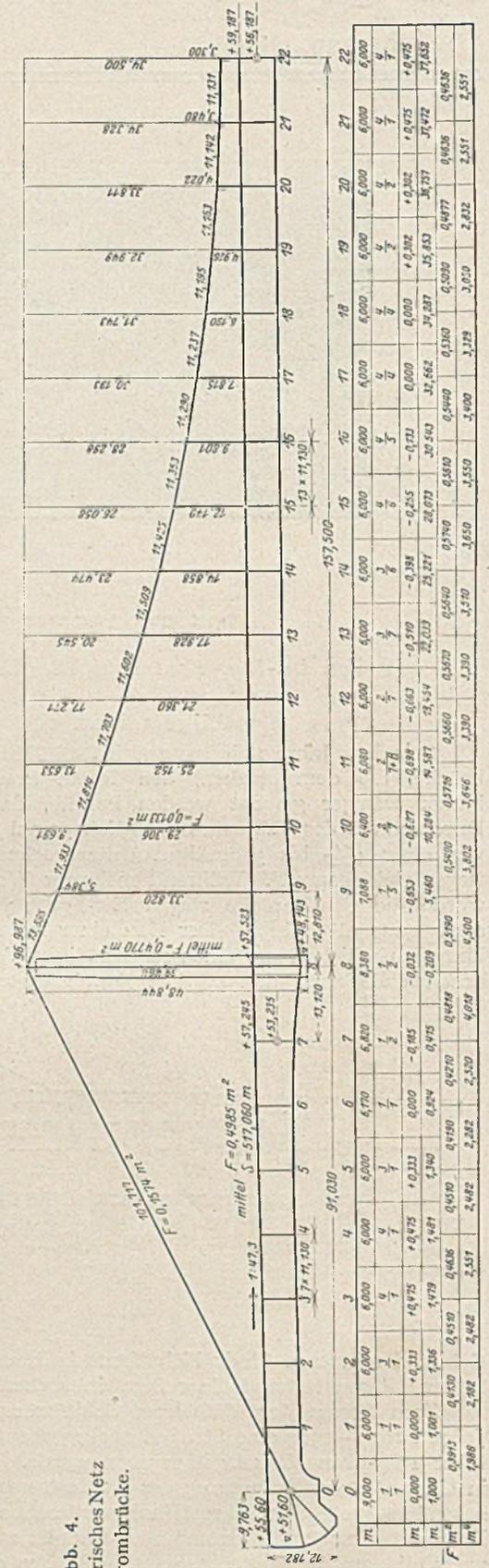


Abb. 4. Geometrisches Netz der Strombrücke.

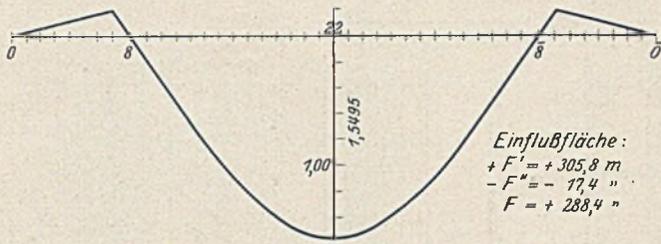


Abb. 5. Einflußlinie für den Horizontalschub H.

Das System erleidet im ungünstigsten Fall einen Horizontalschub $\max H_{g+p} = 7056 \text{ t}$. Die größte Auflagerkraft des Versteifungsträgers am Punkt 8 ist $\max A_{g+p} = 1810 \text{ t}$. Die Pylonenlager haben infolge Eigengewicht und Verkehrslast einen größten Druck von je 8407 t auf die Pfeiler zu übertragen. Die Kräfte infolge Winddrucks und ungleichmäßiger Erwärmung sind demgegenüber gering.

Für die fertige Brücke (einfach statisch unbestimmtes System) ist die Einflußlinie für die Durchbiegung δ_{22} in Brückenmitte in Abb. 7 dargestellt. Unter Vollbelastung der Mittelöffnung mit $p = 6,133 \text{ t/m}$ je Tragwand tritt die Biegelinie von Abb. 8 ein.

Der Versteifungsträger ist als ganzes und in allen seinen Teilen eingehend hinsichtlich seiner Knicksicherheit untersucht. Die Stegbleche wurden nach der Theorie der Plattenknickung berechnet; der die Stegbleche aussteifende Rost von Längs- und Querschotten wurde für die bei einer gewissen seitlichen Ausbiegung des Versteifungsträgers auftretenden Querkkräfte bemessen.

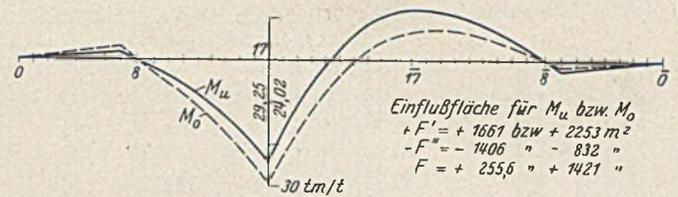


Abb. 6. Einflußlinie für die Kernpunktmomente M_u und M_o bei Punkt 17.

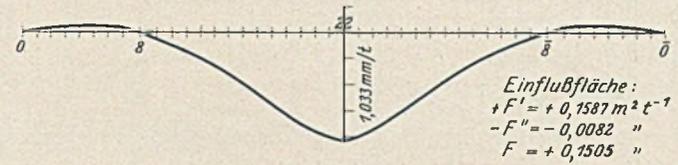


Abb. 7. Einflußlinie für die Durchbiegung δ_{22} .

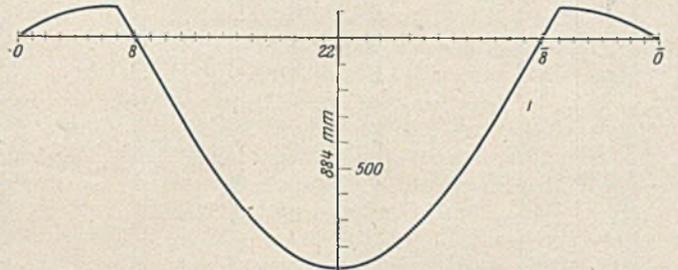


Abb. 8. Biegelinie für Vollbelastung der Mittelöffnung.

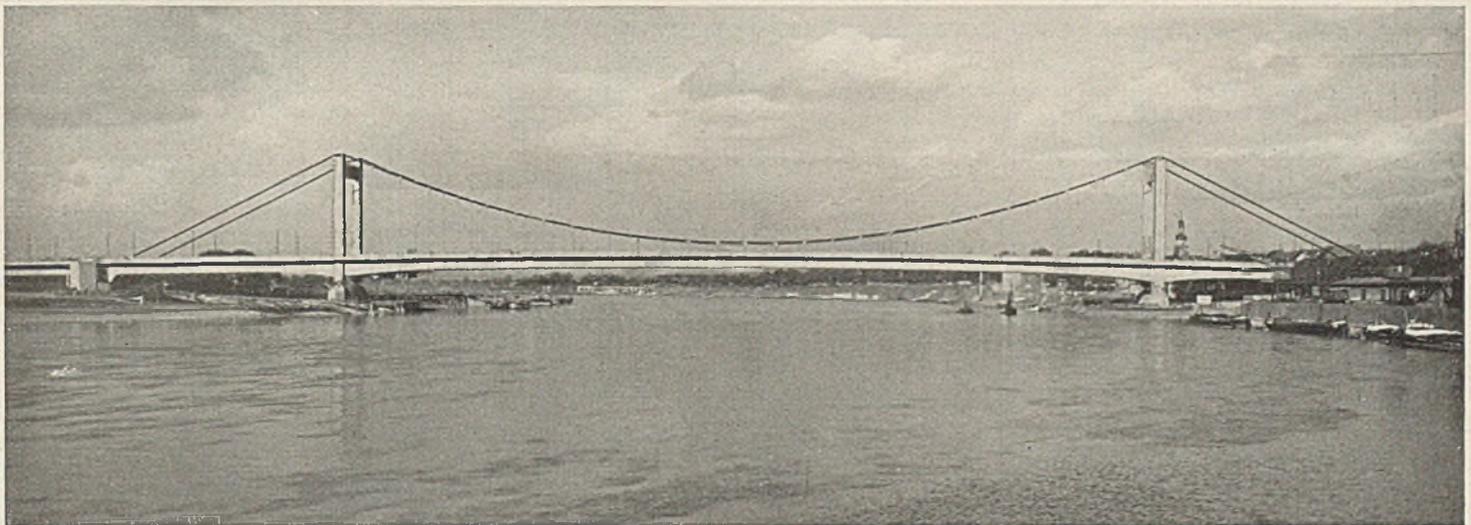


Abb. 9. Ansicht der fertigen Strombrücke.

Versteifungsträger.

Der Versteifungsträger ist ein vollwandiger, zweistegiger Balken, dessen Form im Systemnetz Abb. 4, dargestellt ist. Die normale Stegblechhöhe ist $6,00 \text{ m}$, an der Seilverankerung jedoch bis zu $12,00 \text{ m}$ und an den Pylonen im Maximum $8,38 \text{ m}$. Die Stegblechdicke beträgt 20 mm , ausgenommen an den Pylonen und am Ankerende.

Abb. 10 zeigt den normalen Querschnitt des Versteifungsträgers in der Mittelöffnung. Die Anzahl der 18 mm starken Lamellen wechselt nach dem vom Versteifungsträger aufzunehmenden Biegemoment. Für die Querträgerpunkte ist die Anzahl in Abb. 4 für Ober- und Untergurt in Bruchform angegeben.

Die Stegblechwände sind durch einen Rost von vollwandigen vertikalen und fachwerkartigen horizontalen Schotten sowie durch besonders aufgelegte, ungleichschenklige Winkel ausgesteift. Die Einzelheiten sind aus Abb. 11 und 12

zu ersehen, die einen Schnitt durch den Versteifungsträger am Querträger bzw. an den Zwischenschotten darstellen. Abb. 13 gibt ein Bild vom Zusammenbau des Versteifungsträgers auf der festen Rüstung.

Die Gelenke des Versteifungsträgers liegen nicht in der Schwerlinie, um die Verteilung der Normalspannungen über die Querschnitte günstiger zu gestalten. Abb. 14 und 15 zeigen den Versteifungsträger bei Punkt 7—8 und am Mittelgelenk. Die Gelenkkörper stützen sich auf vollwandige Rippen zwischen den beiden Versteifungsträgerwänden, welche die Gelenkkraft an die Stegbleche weiterleiten.

Abb. 16 zeigt den Beginn der Montage des Versteifungsträgers an den Auflagern mit dem Querträger 8, Abb. 17 den Einbau des Mittelgelenks im Versteifungsträger.

Von den Auflagern des Versteifungsträgers in den Pylonen ist nur eines fest und drei beweglich, um Einspannung des Versteifungsträgers in der seitlichen Richtung zu vermeiden.

Diese Auflager übertragen vertikale Auflagerdrucke von je $\max A_{g+p} = 1810 \text{ t}$.

Die Lager besitzen Kreuzgelenkstücke mit zwei übereinander liegenden senkrecht zu einander stehenden Kippflächen, so daß sich der Versteifungsträger um alle Geraden der horizontalen Ebene drehen kann. Die Versteifungsträgerlager ruhen unmittelbar auf dem oberen Teil der Pylonenfußlager.

Ankerende des Versteifungsträgers.

Eine Übersicht der Enden des Versteifungsträgers mit der Verankerung der Seile zeigt Abb. 18. Die Kabel treten durch einen Schlitz im Obergurt des Versteifungsträgers zwischen die beiden Stegblechwände, deren Abstand am Ankerende von 880 mm auf 1450 mm vergrößert ist. Das Kabel ist bis zum Umlenkklager bei Punkt o im Sechseckbündel geschlossen. Die Seile des Bündels werden hinter dem Umlenkklager in vertikaler und waagerechter Richtung auseinandergezogen. Abb. 20 läßt die Lage der Seile nach der Auflösung des Bündels erkennen. Um die Seile zwischen den Stegblechwänden durchführen zu können und auch am Ankerende, wie in der ganzen Brücke, alle Teile der Konstruktion zugänglich zu machen, war eine abweichende Einteilung der Schotte notwendig (vgl. Abb. 18). Die Aussteifung der Stegbleche wurde am Ankerende durch die größere Blechdicke erleichtert, die vom Endquerträger gerechnet auf etwa 15 m Länge 40 mm beträgt. Die Abb. 18 und 20 geben Beispiele der vollwandigen und Gitterschotte in den Feldern a—o—1—2.

Die Seilenden liegen mit den Seilköpfen auf Stahlplatten auf, welche schuppenförmig übereinandergreifen (vgl. Abb. 21 und 22). Die Stahlplatten sind auf vollwandigen Stützrippen gelagert, die zwischen den beiden Stegblechen eingespannt sind.

Ballastbeton und Verankerung.

Der Versteifungsträger nimmt eine annähernd horizontale Komponente der Kabelkraft auf. Die verbleibende Vertikalkomponente $\max V_{g+p} = 3338 \text{ t}$ wird z. T. durch den Auflagerdruck des Versteifungsträgers und Kabels in der Seitenöffnung (einschließlich des Kragarmes a—o) aufgehoben, ein weiterer Teil durch den in den Feldern 1—o und o—a unter der Fahrbahn eingebauten Ballastbeton, dessen Gewicht etwa 1146 t je Tragwand ist (vgl. Abb. 23). Der Ballastbeton stützt sich auf eine Reihe von besonderen hohen Ballastquerträgern (vgl. Abb. 24), welche das Betongewicht mit Auflagerdrucken bis zu $\max A_{g+p}^Q = 303 \text{ t}$ je Träger an die Stegblechwände des Versteifungsträgers weiterleiten.

Die Ankerpendel erhalten in der fertigen Brücke keine Druckkraft, da die bei der größten Belastung der Seitenöffnungen auftretende Kabelkraftkomponente $\min V_{g+p} = 2100 \text{ t}$ gerade durch Betonballast und Auflagerdruck des Versteifungsträgers aufgehoben wird. $A_o^P = 0$. Bei vollbelasteter Mittelöffnung ist von den Pendeln ein Ankerzug von $\max A_o^P = 1238 \text{ t}$ auf die Pfeiler zu übertragen. Die Ankerpendel besitzen H-förmigen Querschnitt und sind an ihren Enden mittels Kreuzgelenke nach der Längs- und Querrichtung der Brücke drehbar gelagert. Abb. 25 gibt eine Übersicht über die Verankerung des Versteifungsträgers. Die im Pfeiler einbetonierte Konstruktion ist durch besonders reichlichen Querschnitt und an den Übergangsstellen beim Eintritt der Anker in den Beton durch Auflagen aus Ferroplatin gegen die Folgen von Verrostung gesichert worden.

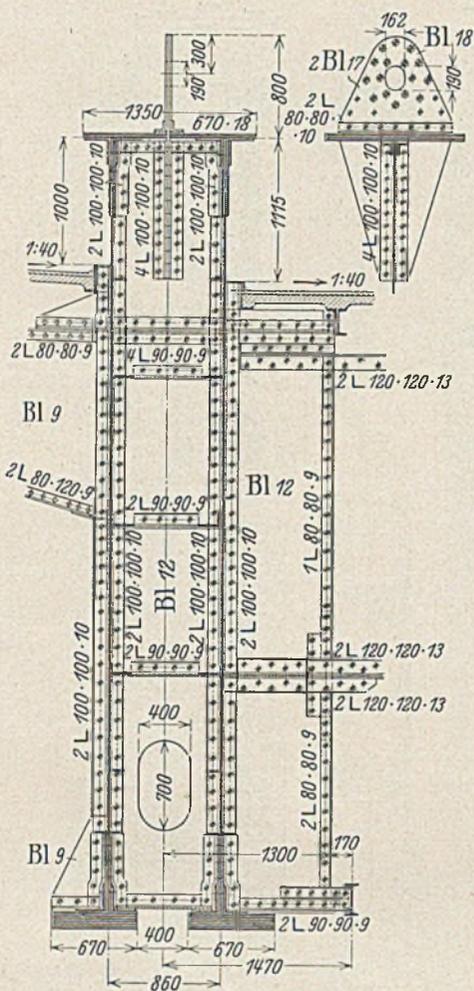


Abb. 11. Versteifungsträger, Schnitt am Querträger.

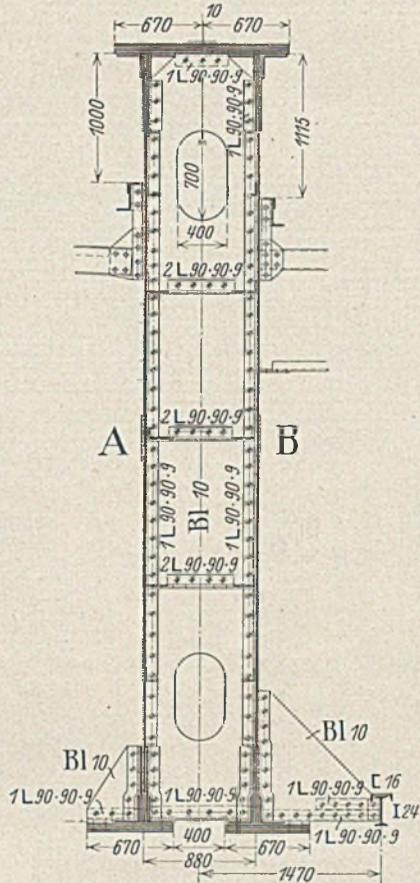


Abb. 12. Versteifungsträger, Schnitt am Zwischenschott.

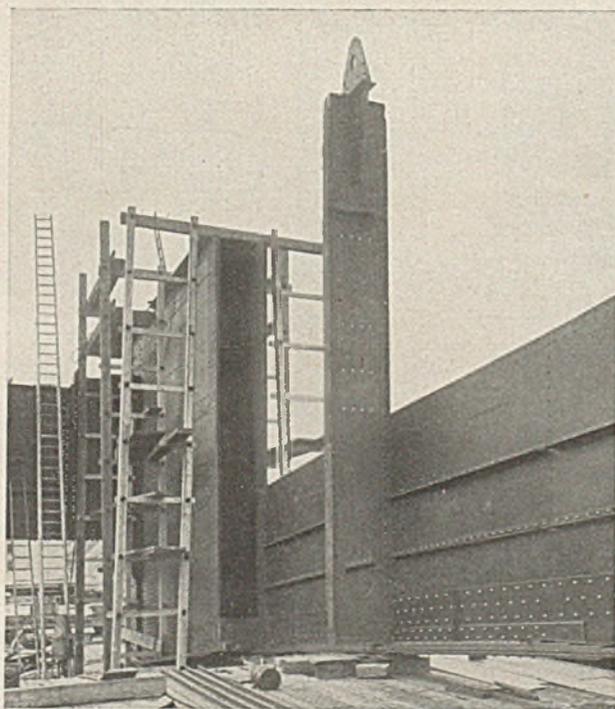


Abb. 13. Zusammenbau des Versteifungsträgers auf der festen Rüstung (16. 8. 1928).

Windverband.

Nach der Theorie von Engeßer ist die Knicklänge für das Knicken des Versteifungsträgers in der vertikalen Ebene gleich dem Abstand der Hängestangen, bzw. in der Seitenöffnung gleich der Länge des eingehängten Trägers 0—7. Bei der großen Querschnittshöhe besteht genügende Sicherheit gegen Knicken des Versteifungsträgers in der vertikalen Ebene. In der horizontalen Richtung liegt ein zweiteiliger Druckstab vor, der über die ganze Länge der Strombrücke durchgeht und an den beiden Ankerenden starr, an den Pylonen aber elastisch gestützt ist. Die beiden Versteifungsträger sind durch ein K-Fachwerk in ihrem Abstand gehalten, das die Querträger als Pfosten und die Windverbandstäbe als Streben besitzt. Das System dieses Knick- und Windverbandes ist in Abb. 26

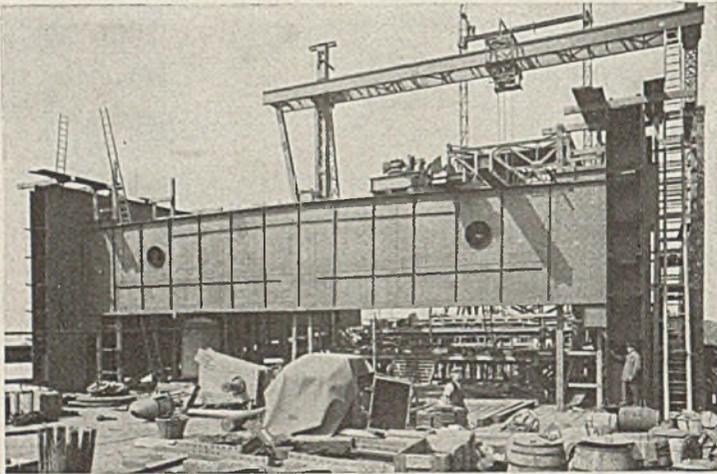


Abb. 16. Beginn der Montage des Versteifungsträgers. Querträger 8. (30. 8. 1928.)

dargestellt. Die Unregelmäßigkeiten des Systems an den Gelenken sind notwendig gewesen, um die während des Baus vorkommenden Bewegungen ohne Zusatzkräfte zu ermöglichen. Abb. 27 zeigt ein normales Fach des Windverbandes.

Bei der Berechnung des räumlichen Systems für Winddruck hat sich ergeben, daß der Hauptanteil der Formänderungen durch die Querträger und Windstreben verursacht ist. Weitere Beanspruchung des Windverbandes ergibt sich bei ungleichmäßiger Belastung und bei ungleichmäßiger Erwärmung der beiden Tragwände. Auch aus dem außermittigen Anschluß des Windverbandes an die Versteifungsträger ergeben sich Zusatzkräfte, die zu beachten waren. Die Stäbe des Windverbandes sind stark genug bemessen, um die Querkräfte aufzunehmen, die bei der größten waagerechten Ausbiegung des Versteifungsträgers auftreten.

Wegen des vom Versteifungsträger aufzunehmenden Horizontalschubs besteht keine Proportionalität zwischen den waagerechten Belastungen (z. B. durch Winddruck) und den dadurch verursachten Spannungen und seitlichen Ausbiegungen δ^h der Brücke. So wurde z. B. für Winddruck von 250 kg/m^2 auf die ganze Länge der unbelasteten Brücke bei Berücksichtigung aller Einflüsse im räumlichen System eine waagerechte Ausbiegung von $\delta_{22}^h = 17,9 \text{ cm}$ gefunden. Für die 1,7fachen Lasten ergab sich $\delta_{22}^h = 35,3 \text{ cm}$. Die Spannungen im Versteifungsträger infolge Winddrucks usw. erreichen im ungünstigsten Fall nicht ganz den Betrag von 300 kg/cm^2 .

Pylonen.

Die Pylonen sind rechteckige Steifrahmen mit vollwandigen Pfosten und Riegeln. Die Lagerung der in schlichten Formen gehaltenen Portale erfolgt in Punktlagern (Kugelflächen), welche in der Systemebene der Haupttragwände liegen. Die Mittenentfernung der vom Auflager bis zum

theoretischen Auflagerpunkt des Kabels 50,4 m hohen Pylonenpfosten beträgt demnach 22,20 m.

Die Pylonenpfosten verjüngen sich in der Brückenansicht vom Strom gesehen von 3,5 m Breite am Fuß bis auf 3,0 m unter dem Kabelsattelager. In der Queransicht wächst die Pfostenbreite von 2,6 m am Fuß bis auf 3,188 m am Kopf. Die Pylonenriegel sind im Gegensatz zu ähnlichen Bauwerken von gleichmäßiger Stegblechhöhe von 5,0 m. Vouten oder sonstige Versteifungen der Ecken der Portale sind nicht vorhanden. Die Pylonenriegel bilden die einzige Verbindung zwischen den beiden Pfosten, d. h. es besteht keine zweite Verbindung in der Nähe der Fußlager.

Die Pylonenportale bilden Zweigelenkrahmen, die durch senkrechte und waagerechte Kräfte belastet sind. Die unteren Teile der Pylonenpfosten sind wegen der Durchführung des Versteifungsträgers sowie der Querträger und Fußwegkonsole durch die Pylonen in vier Stiele aufgelöst. Diese Rahmenstäbe an den Pylonenfüßen liefern einen wesentlichen Beitrag zu den Formänderungen der Pylonenportale.

Bei waagerechten Ausbiegungen der Pylonen in der Portalebene ergeben sich infolge der großen vertikalen Auflagerkräfte der Kabel beträchtliche Zusatzspannungen, die eingehend rechnerisch verfolgt werden mußten und bei der Querschnittsbemessung zu berücksichtigen waren.

Wegen der Zusatzkräfte sind die waagerechten Lasten und die seitlichen Ausbiegungen in der Portalebene nicht proportional, was eine große Erschwernis der rechnerischen Untersuchungen brachte, weil die Formänderungen nicht direkt ermittelt werden konnten. Die elastische Gleichgewichtsfigur der Pylonenportale unter einer bestimmten waagerechten Belastung kann nämlich, wie in allen ähnlichen Fällen, nur durch schrittweise Annäherung gefunden werden, wobei für die Aufstellung der Gleichgewichtsbedingung alle

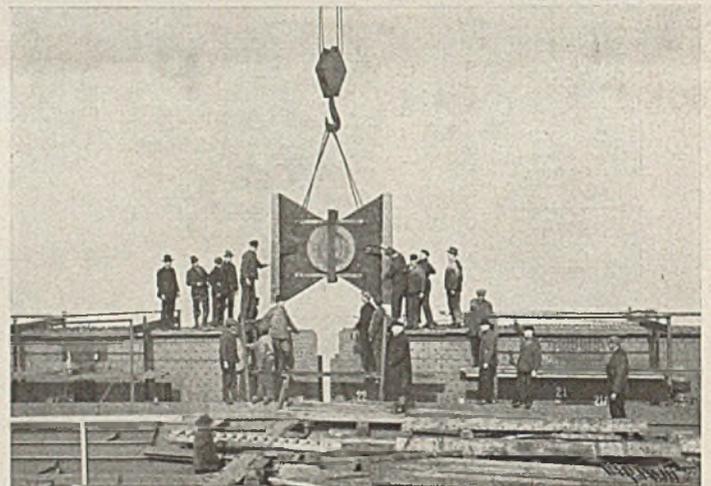


Abb. 17. Einbau des Mittelgelenks im Versteifungsträger (8. 3. 1929).

Glieder des räumlichen Systems der Pylonenportale, Haupttragwände und des Windverbandes zu berücksichtigen sind.

Die Festigkeitsrechnung zeigte, daß die Streckgrenze des Materials für die 1,5fache Belastung durch Eigengewicht, Verkehrslast und Winddruck an keiner Stelle erreicht wird. (Bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte ist für St. 52 mit einer Streckgrenze $\sigma_s = 3,600 \text{ t/cm}^2$ eine Spannung von $2,400 \text{ t/cm}^2$ zulässig.) Bei der Untersuchung wurde der Elastizitätsmodul E durch den Engesserschen Knickmodul T ersetzt, soweit die rechnungsmäßigen Spannungen die Proportionalitätsgrenze überschritten.

Bei der Knickuntersuchung der Pylonenportale waren ähnliche Überlegungen maßgebend. Für sie war, wie auch für die Festigkeitsrechnung, die bei jeder seitlichen Auslenkung

der Pylonen in der Portalebene vom Kabel ausgeübte rückführende Kraft von großer Bedeutung. Diese Horizontale, in der Portalebene wirkende Kraft tritt verstärkend zu den elastischen Kräften hinzu, die bei jeder Auslenkung das Portal in die Ausgangslage zurückzuführen trachten. Das Kabel wirkt insofern wie eine elastische Stützung der Pylonen gegenüber Verschiebungen in der Portalebene.

Auf der ersten Näherungsstufe (sehr kleine Formänderungen) folgt die Knickgleichung aus der Bedingung, daß jede beliebige seitliche Ausbiegung der Pylonen in der Portalebene einer möglichen Gleichgewichtslage entspricht. Dieser sog. Knickfall kann nur dann eintreten, wenn zwischen der Knicklast und der mit der Ausbiegung veränderlichen rückführenden Kraft eine bestimmte Gleichung besteht. Die so erhaltene transzendente Knickbedingung gestattete nachzuweisen, daß ein größerer, als der in den Reichsbahnvorschriften (BE) geforderte Sicherheitsgrad vorhanden ist.

Die Abb. 28 gibt eine Übersicht der Pylonenportale, wo auch die Pylonenpfosten im Schnitt dargestellt sind. Sie bestehen aus vier Stegblechen mit Gurtplatten, die über die ganze Pfostenbreite durchlaufen. Die Blechwände sind reichlich gegeneinander versteift. Die Querschnittsfläche der Pfosten ist im Mittel $F = 4770 \text{ cm}^2$. Der zweiwandige Pylonenriegel ist auf seine ganze Höhe in die inneren Stegbleche des Pylonenpfostens eingebunden.

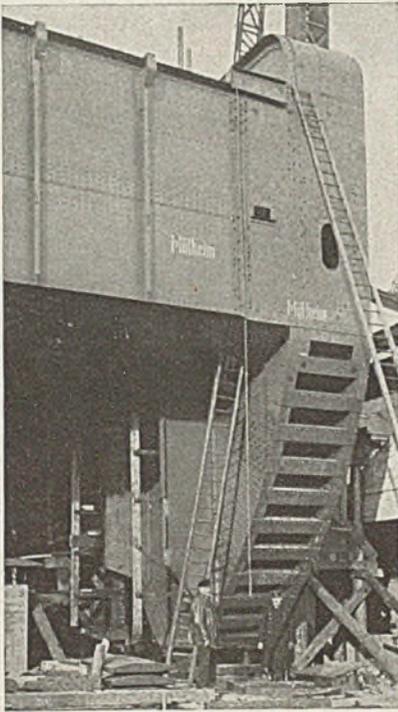


Abb. 19. Ankerende des Versteifungsträgers beim Zusammenbau (8. 1. 1929).

Die Pylonen ruhen auf mächtigen Gußstahlagern. Der untere Lagerteil (vgl. Abb. 29) wiegt 29 t je Stück, der obere 33 t (vgl. Abb. 30). Abb. 31 zeigt die Sattellager für die Kabel auf den Pylonen vor dem Aufschrauben der Deckel.

Kabel.

Die Kabelspannkraft beträgt: 1,116 H für die Seitenöffnung und 1,031 H im Mittel der Stromöffnung.

Der über die ganze Seillänge gemittelte Wert der Spannkraft ist 1,066 H. Dem Wert $\max H_g + \varphi_p = 7056 \text{ t}$ des Horizontalschubs entspricht somit im Mittel der Seitenöffnung eine mittlere Spannkraft je Seil von 213 t.

Die beiden Tragkabel bestehen aus je 37 Drahtseilen verschlossener Konstruktion (vgl. Abb. 33). Die einzelnen Seile haben 80 mm Durchmesser und bestehen aus je 277 Drähten, die in 9 Schichten von 4,1 bis 4,2 mm Dicke um den 4,7 mm starken Kerndraht verseilt sind (vgl. Abb. 32). Die Drähte sind in den 550 m langen Seilen immer in einem Stück, d. h. ohne Lötstellen, verseilt worden. Die Summe der Drahtquerschnitte ist je Seil $F = 42,55 \text{ cm}^2$. Das Gewicht der Seile beträgt rd. 37 kg/m. Die Festigkeit der Drähte beträgt in den verschiedenen Drahtlagen $\sigma_B = 13,5$ bis $15,0 \text{ t/cm}^2$. Durch Zerreißversuche wurde im Mittel von 10 Versuchen eine Festigkeit der Seile von $S_B = 592 \text{ t}$ gefunden.

Das Material der Drähte ist Gußstahl mit 0,64—0,74% C, 0,55—0,85% Mn und 0,12—0,25% Si.

Der Gehalt an Phosphor übersteigt nicht 0,05%, der an Schwefel nicht 0,07%. Die Bruchdehnung beträgt 3,5—4,5%

bei einer Meßlänge $l = 35 \text{ d}$. Das in den Seilen verwendete kalt gezogene Drahtmaterial hat nach Versuchen des Carlswerks im Mittel einen Elastizitätsmodul von 1920 t/cm^2 . Die Unterschiede zwischen Rund-, Keil- und Z-Drähten sind sehr

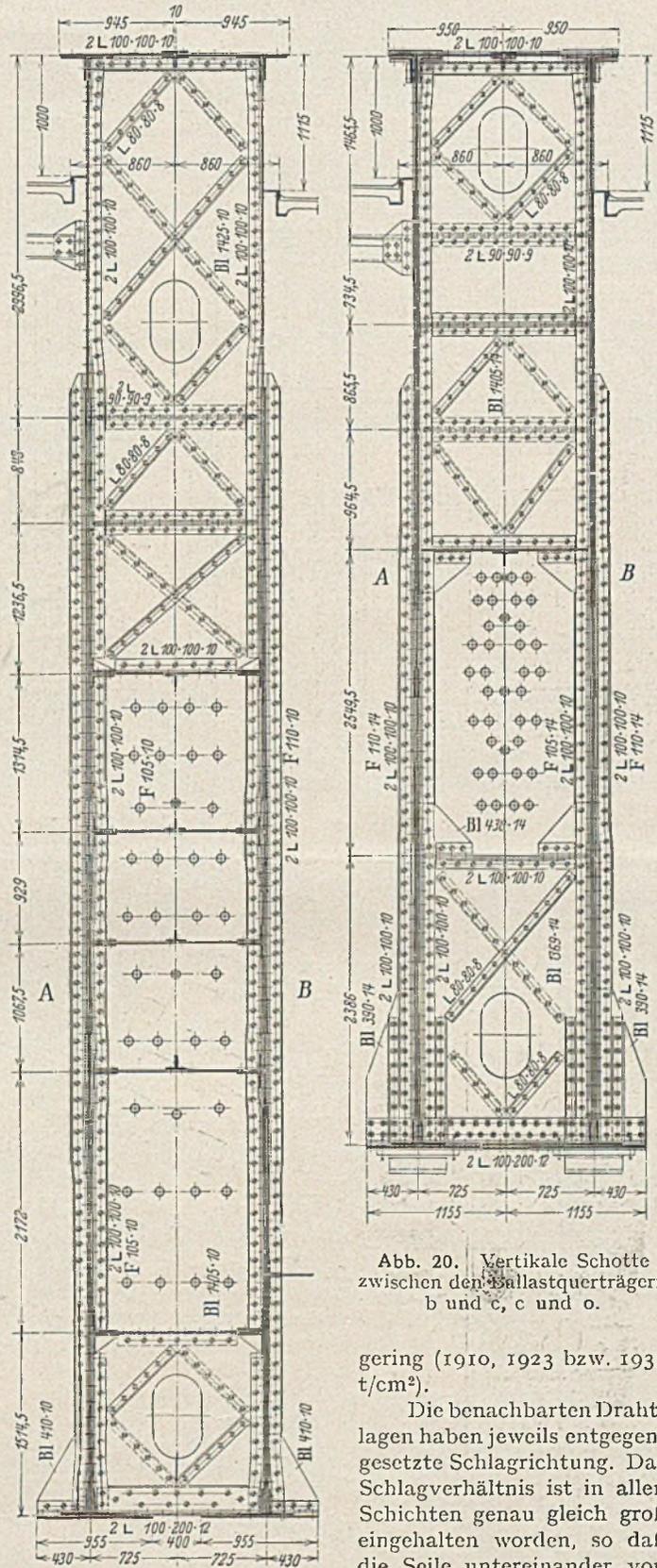


Abb. 20. Vertikale Schotte zwischen den Ballastquerträgern b und c, c und o.

gering (1910, 1923 bzw. 1931 t/cm^2).

Die benachbarten Drahtlagen haben jeweils entgegengesetzte Schlagrichtung. Das Schlagverhältnis ist in allen Schichten genau gleich groß eingehalten worden, so daß die Seile untereinander von sehr großer Gleichmä-

Bigkeit sind, wie die zahlreichen auf der Reckbahn vorgenommenen Dehnungsmessungen gezeigt haben.

Da die benachbarten Drahtlagen in entgegengesetzter Richtung geschlagen sind, ist die Drehung der Seile beim Spannen und Entlasten sehr gering. Die 550 m langen

Detail (im doppelten Maßst.)

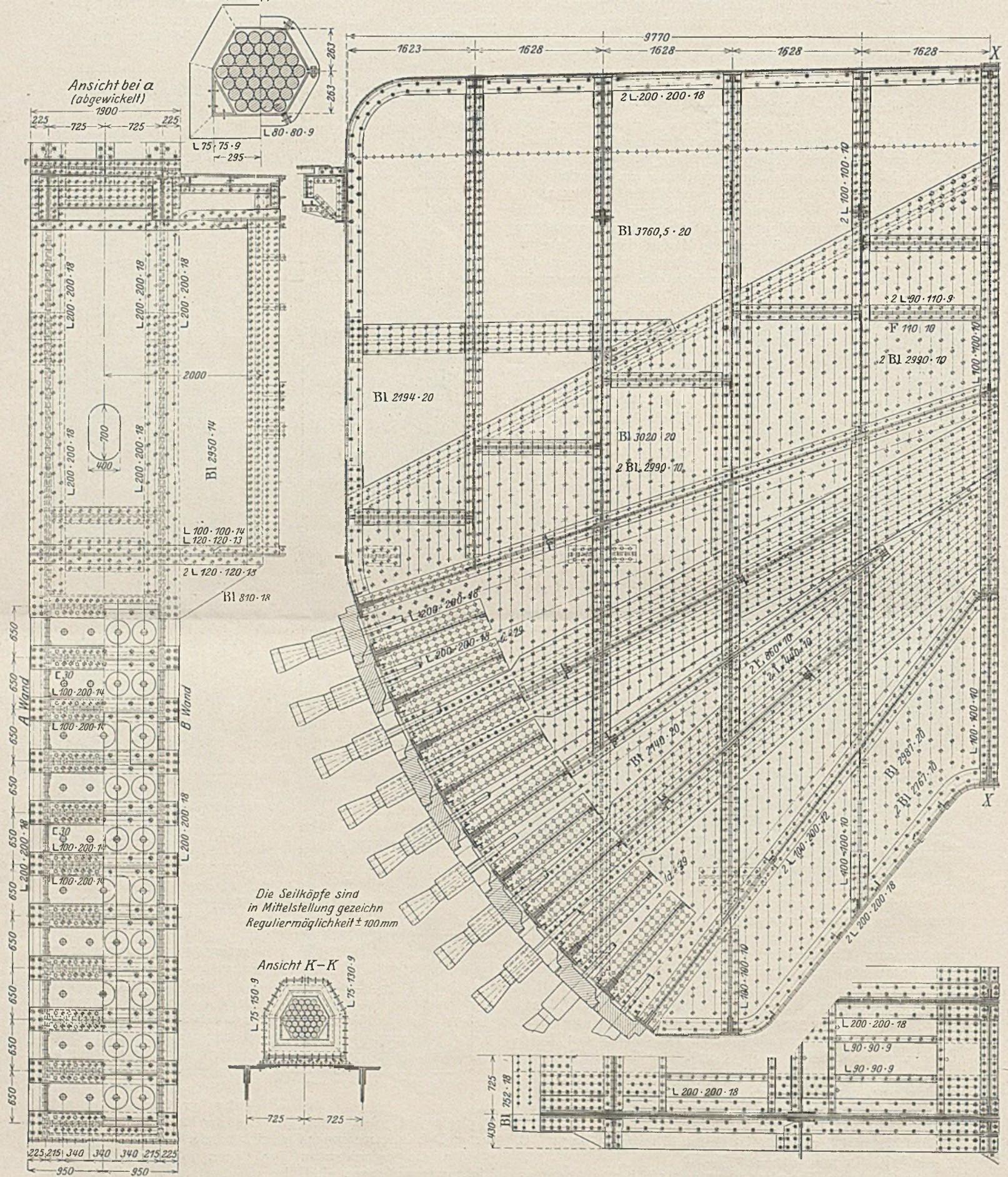


Abb. 18. Ankernde des Versteifungsträgers.

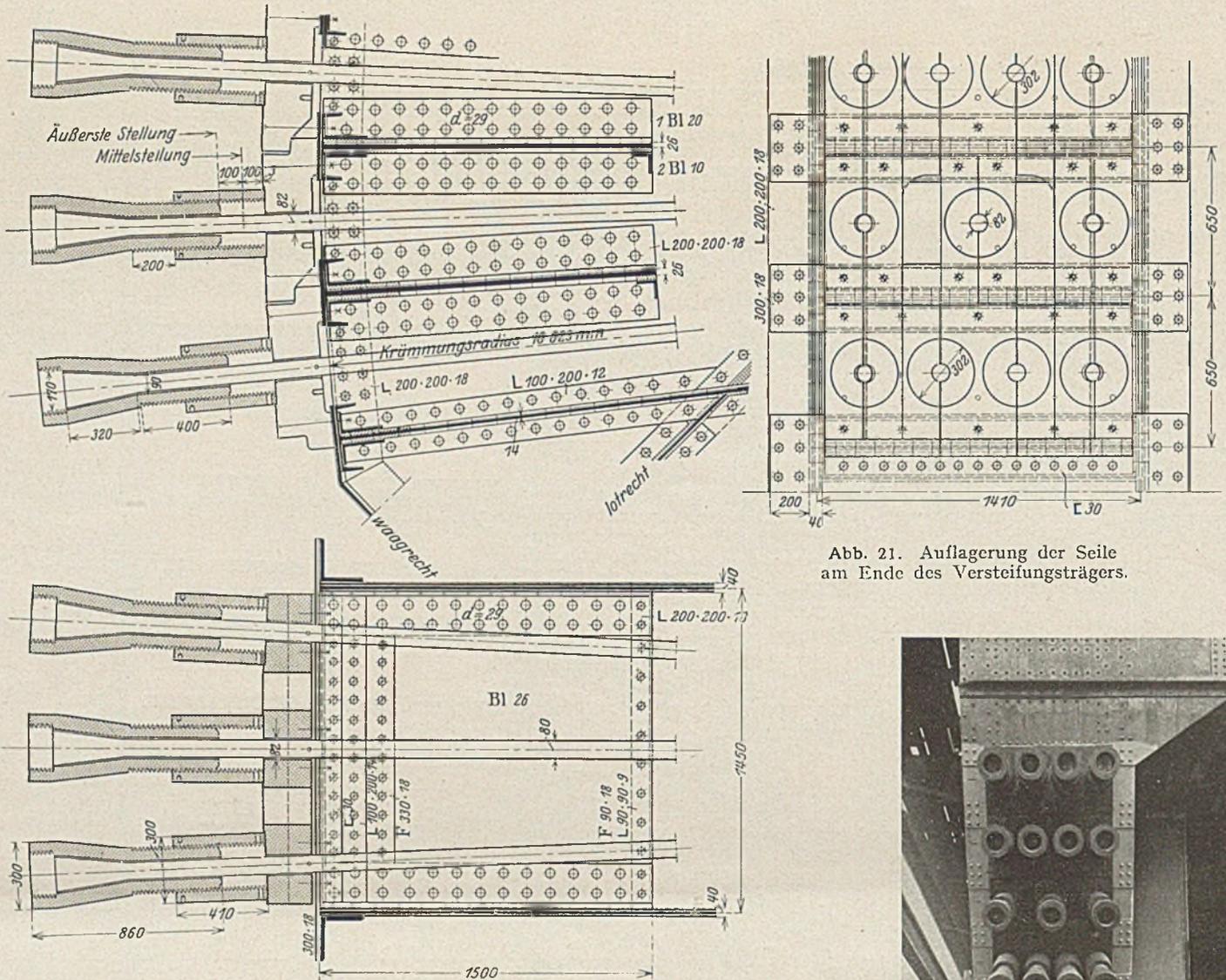


Abb. 21. Auflagerung der Seile am Ende des Versteifungsträgers.

Seile zeigten bei Spannungsunterschieden von 220 t je Seil in der Mitte zwischen den Seilköpfen am Seilumfang nur eine Drehung von etwa 30 mm. Die Seile können demnach praktisch als frei von Drillwirkungen bezeichnet werden.

Die Seile sind in allen Drahtlagen von innen heraus gemennigt. An der Oberfläche erhielten sie einen Anstrich mit säurefreiem Asphalt von mexikanischem Petroleum.

trocknet und anschließend verzinkt. Schließlich wurden die erwärmten Seilköpfe an die richtige Stelle des Seiles gebracht und die Besen mit einer Legierung von Blei, Zinn und Antimon vergossen.

Die Festigkeit der vergossenen Seilenden ist größer als die der Seile. Mehr als die Hälfte der vergossenen Seilköpfe wurde mit einer Seilspannkraft von 240 t geprüft, d. h. mit mehr als die Spannkraft $S_g + \sigma_p$ in der fertigen Brücke beträgt (213 t).

Die Seilköpfe (vgl. Abb. 18) tragen verstellbare Muffen, welche gestatteten, die Seillänge beider Montage zwischen den Auflagern um ± 200 mm je Seil zu regulieren. Zum Anheben der Seilköpfe von den Unterlagsplatten konnten besondere lange Druckwasserpumpen benutzt werden.

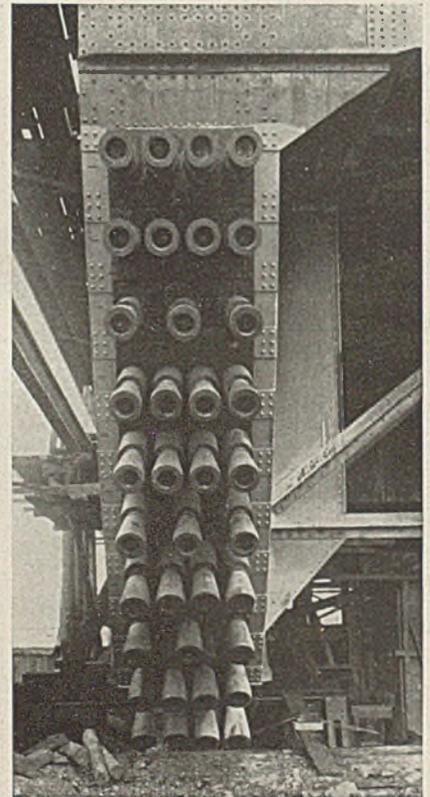


Abb. 22. Seilauflagerung (8. 6. 1929.)

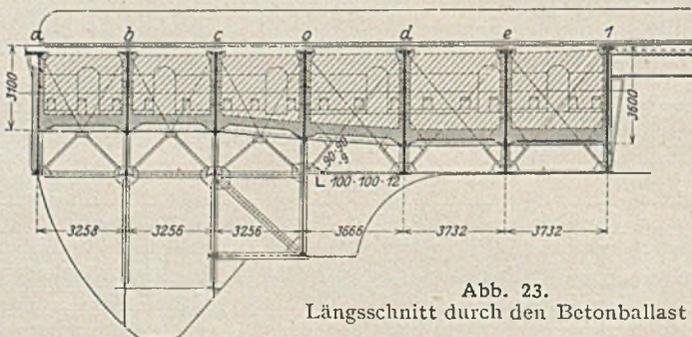


Abb. 23.
Längsschnitt durch den Betonballast

Seilköpfe.

Die Seile besitzen an beiden Enden Seilköpfe aus Schmiedestahl, die zur Hälfte in der Fabrik, zur Hälfte auf der Baustelle aufgegossen wurden. Für diesen Zweck wurden die Seilenden zu einem „Besen“ geöffnet. Die Drähte wurden gut auseinandergebogen, in einem Bad von kochender kaustischer Soda von Mennige und Leinöl gereinigt, in Spiritus ge-

Kabelschellen und Hängestangen.

Abb. 33 zeigt die Aufhängung der Brücke am Kabel. Die Kabelschellen bestehen aus zwei gleichen Teilen, die bei der Montage mit großem Druck gegen das Kabel gepreßt wurden (vgl. Abb. 34). Die oben und unten zwischen den

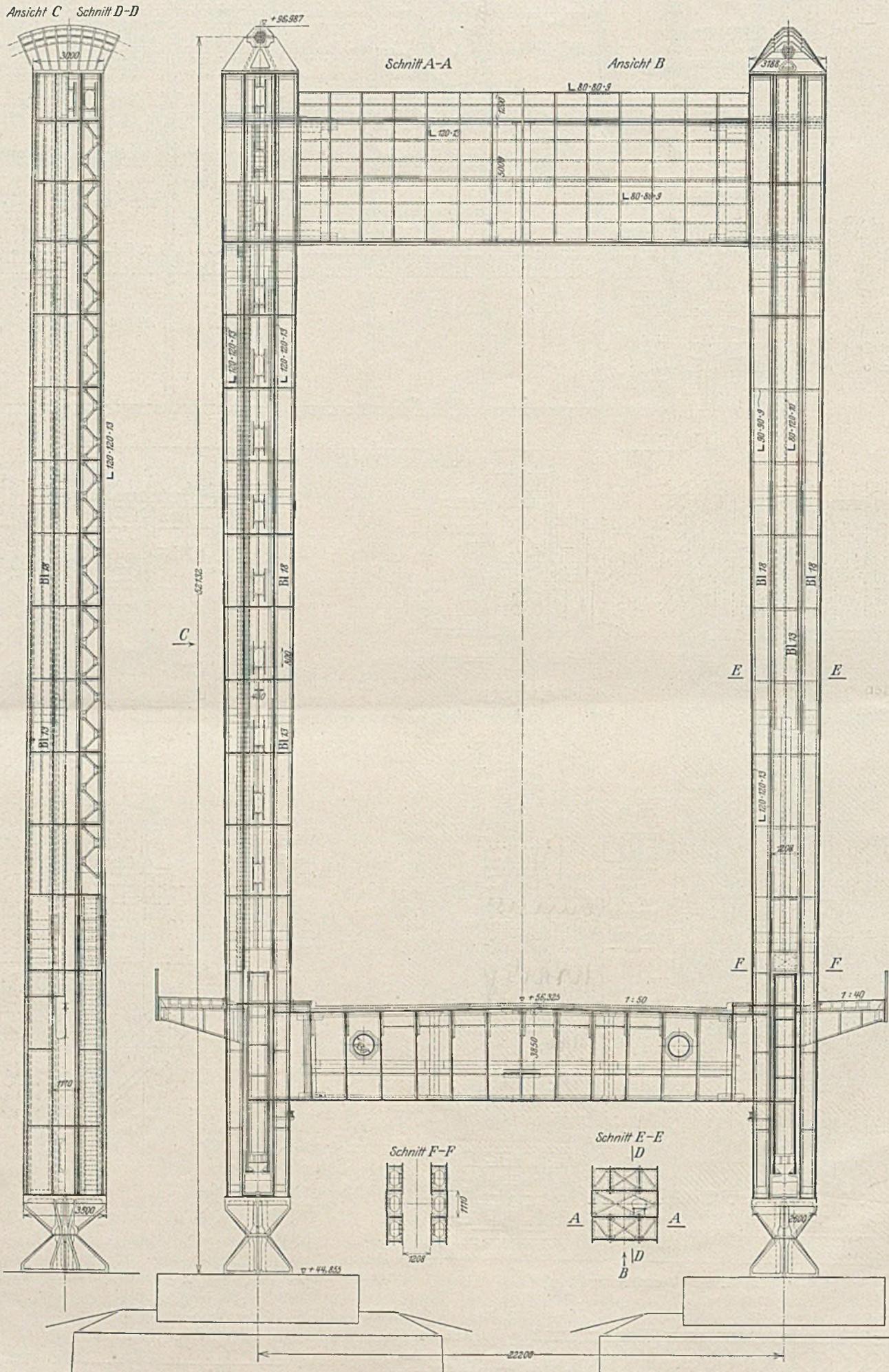


Abb. 28. Übersicht der Pylonen.

Schellenhälften eingefügten Doppelkeile bewirken, daß der Druck auf das Seilbündel zum größeren Teil in der vertikalen Richtung übertragen wird.

Die Seilrillen in Schellen und Keilen sind gekrümmt, und zwar mit 5 mm Pfeil auf die Schellenlänge.

Die Hängestangen sind gelenkig mit Kabelschellen und Versteifungsträger verbunden (vgl. Abb. 35). Sie haben 130 mm Durchmesser, bestehen aus Schmiedestahl St C 35.61 und sind durch Spanschlösser gestoßen, die zugleich zur genauen Einstellung der Länge dienen. Die Augen und Gewinde an

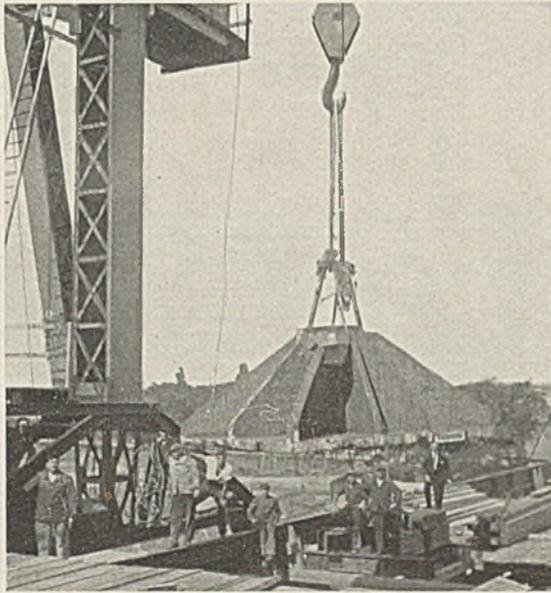


Abb. 29. Unterer Teil der Pylonenfußlager (17. 7. 1928).

den Enden der Hängestangen und an den Spanschlössern sind angestaucht, um nicht den Durchmesser der Hängestange auf die ganze Länge vergrößern zu müssen.

Die Aufhängung am Versteifungsträger erfolgt mittels der gabelförmigen Enden der Hängestangen drehbar an Augenblechen, die an den Querschotten angeschlossen sind, welche in der Ebene jedes Querträgers (zwischen den beiden Steg-

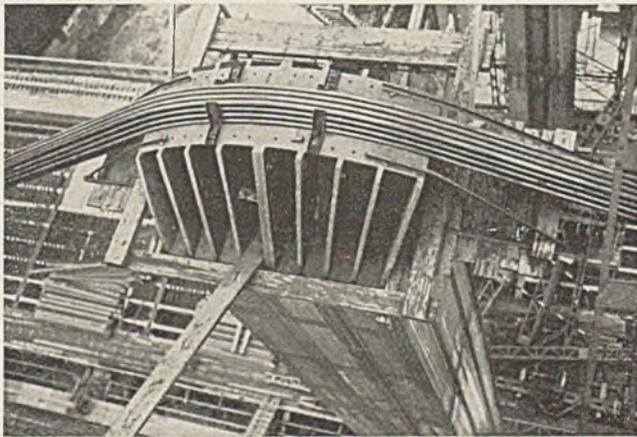


Abb. 31. Pylonensattelager (vor dem Aufsetzen des Deckels, 5. 6. 1929).

blechen des Versteifungsträgers) vorhanden sind. In Brückenmitte ist eine abweichende Bauart ausgeführt worden, um die auf das Kabel ausgeübten Windkräfte auf den Versteifungsträger überleiten zu können. Die Kabelschelle 22 hat annähernd die doppelte Länge der übrigen Schellen. Sie trägt zwei biegesteife Hängestangen, die nach der Seitenrichtung im Versteifungsträger eingespannt sind.

Fahrbahnrost.

Abb. 36 zeigt einen normalen Querträger der Strombrücke. Das 2695 mm hohe und 12 mm dicke Stegblech der Querträger ist durch die hohen Längsträgerkonsole, sowie durch besondere in der Druckzone der Träger aufgenietete Winkeleisen ausgesteift. Der Obergurt der Querträger ist in die in der gleichen Ebene vorhandenen Schottbleche eingebunden, an denen auch die Fußwegkonsole angeschlossen sind. Die betreffenden Durchbindungen sind durch Schlitze im Versteifungsträger geführt.

Bei den Gelenken 7 und 22 sind je zwei Querträger vorhanden, deren Abstand etwa 0,75 m beträgt. Die in den Pylonenebenen liegenden Querträger sind besonders stark gebaut, da sie insbesondere bei Windbelastung infolge Rahmenwirkung beträchtliche Kräfte aufzunehmen haben. Sie erhielten ein 3850 mm hohes Stegblech von 16 mm Dicke.

An den Ankerenden der Brücke waren eine Anzahl von besonderen Querträgern notwendig,

um das Gewicht des Ballastbetons auf die Hauptträger zu übertragen. Diese Ballastquerträger (vgl. Abb. 23 und 24) haben eine Höhe von 4400 bis 7412 mm (bei Punkt 0).

Die Längsträger der Fahrbahn haben in den normalen Feldern 11,13 m Stützweite. Einzelheiten sind aus Abb. 37 zu erkennen. Eine Untersicht des Fahrbahnrosts mit den Windverbandstäben in den Feldern 8—9—10 zeigt Abb. 38. Abb. 39 gibt einen Ausschnitt aus dem Fußwegrandträger mit dem Geländer.

Fahrbahn und Fußwege.

Die zwischen den Bordsteinen 17,20 m breite Fahrbahn ruht auf Belegeisen \sim 110 · 240 aus St 48. Abb. 40 gibt einen Schnitt durch die Fahrbahn. Über einer Betonschicht liegen zwei Asphaltplatten von zusammen 7 mm Stärke, darüber eine Betonschutzschicht mit einer Einlage von Eisengewebe. Das Holzpflaster erhält eine Stärke von 10 cm.

Die Fahrbahn wird in Abständen von etwa 25 m durch gußeiserne Einlaufkästen entwässert, die in der Flucht der Bordsteine eingebaut sind. Fahrbahnunterbrechungen sind an den Querträgern 2, 7, 12, 17, 22, d. h. in etwa 56 m Abstand

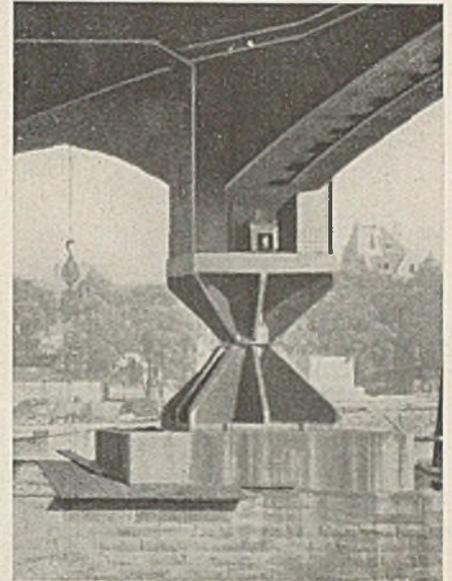


Abb. 30. Pylonenfußlager

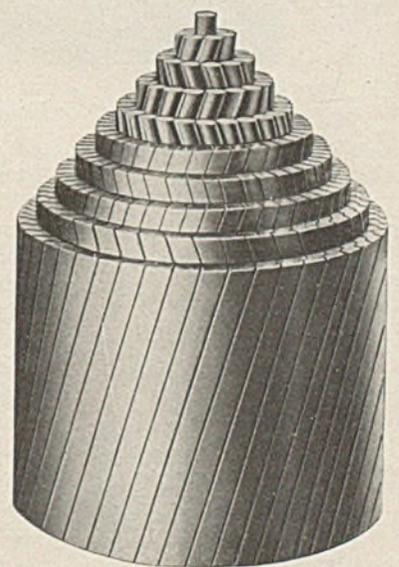


Abb. 32. Querschnitt der Trageile

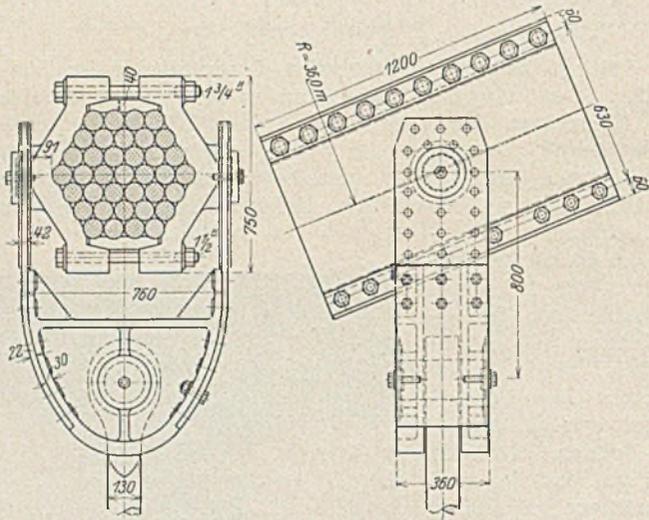


Abb. 33. Kabelschelle und Aufhängung.



Abb. 34. Montage der Kabelschellen (23. 6. 1929).

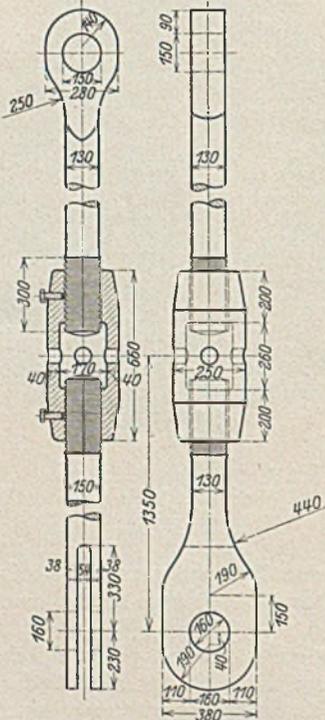


Abb. 35. Hängestange.

vorhanden (vgl. Abb. 41). Abb. 42 zeigt die Konstruktion am Mülheimer Brückenende, wo Bewegungen von + 170 bis - 195 mm auszugleichen sind.

Die Radfahrwege haben eine Asphaltdecke über 7 cm dicken, mit hochwertigem Zement hergestellten Eisenbetonplatten erhalten. Die Fußwegabdeckung besteht aus Asphalt über Betonkästen mit abnehmbaren Deckeln, die zur Aufnahme der verschiedenen Leitungen eingerichtet sind. Die Kabelkästen sind auf Zwischenquerträgern mit 1,85 m Abstand gestützt.

Montage.

Die Hauptstadien der Montage der Hängebrücke sind in Abb. 43 schematisch dargestellt.

Die Verhältnisse während der Montage der Hängebrücke

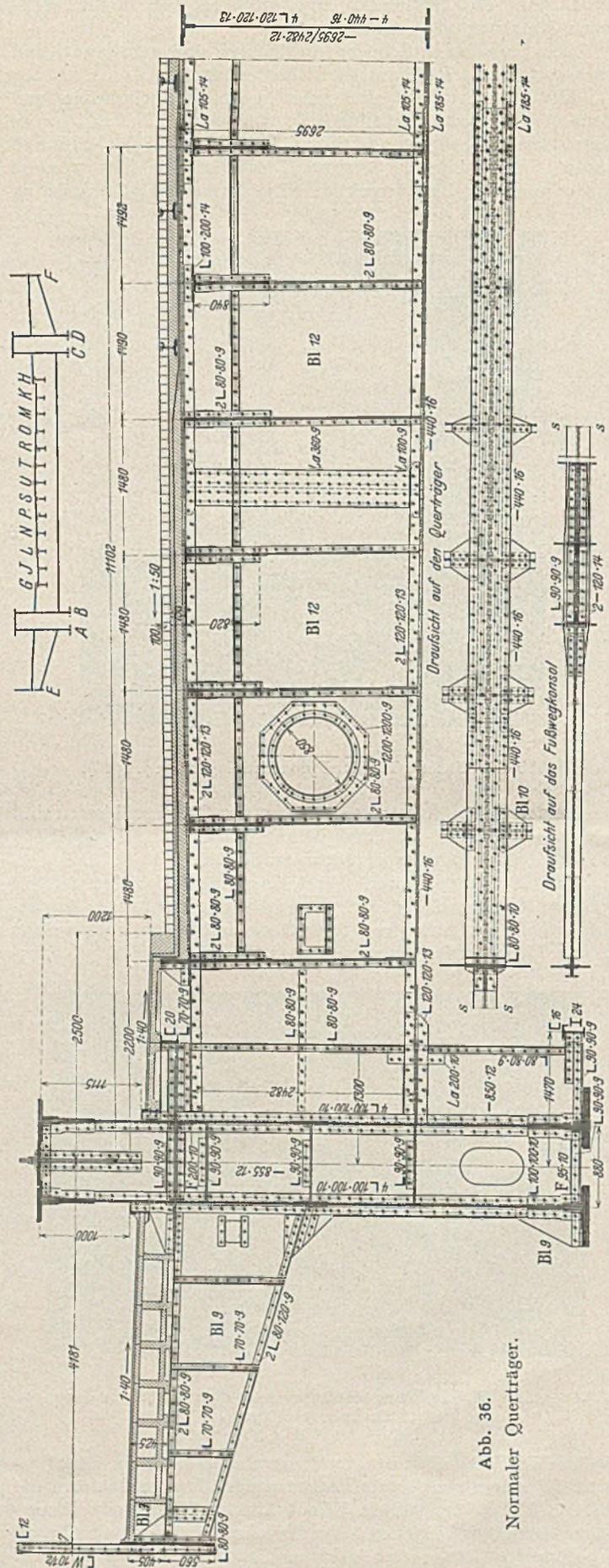


Abb. 36.
Normaler Querträger.

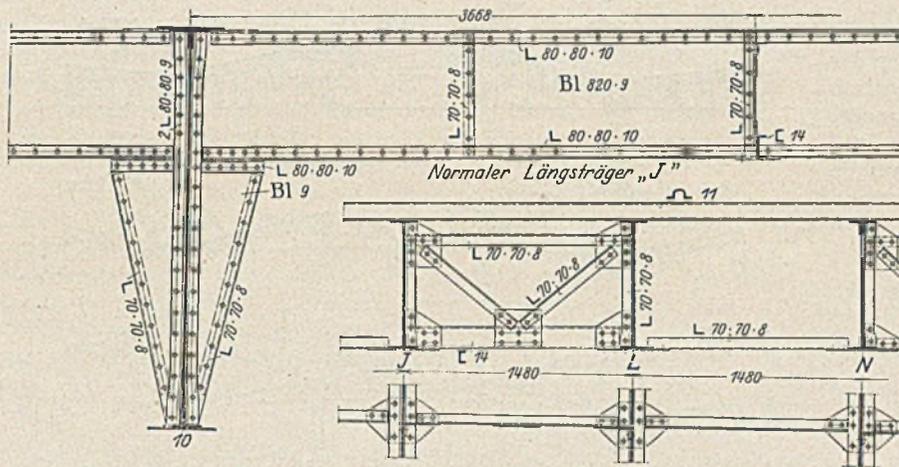


Abb. 37. Normaler Längsträger J und Querverband zwischen den Längsträgern.

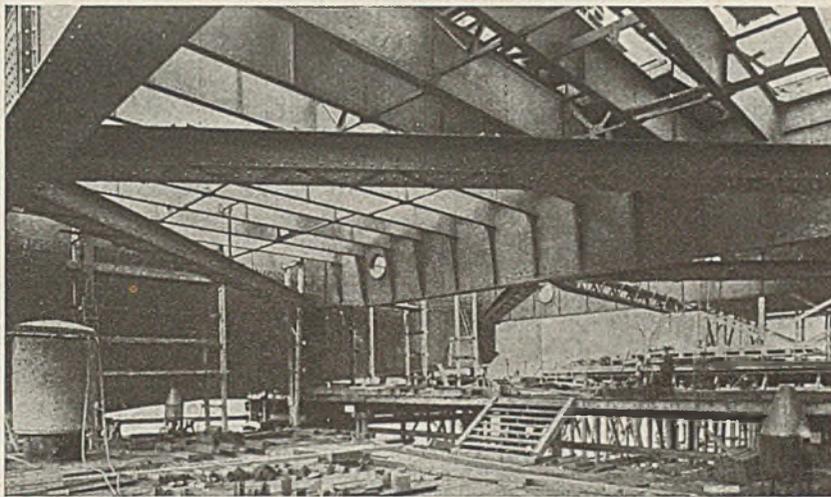


Abb. 38. Untersicht mit Wildderband und Fahrbahnrost (30. 8. 1928).

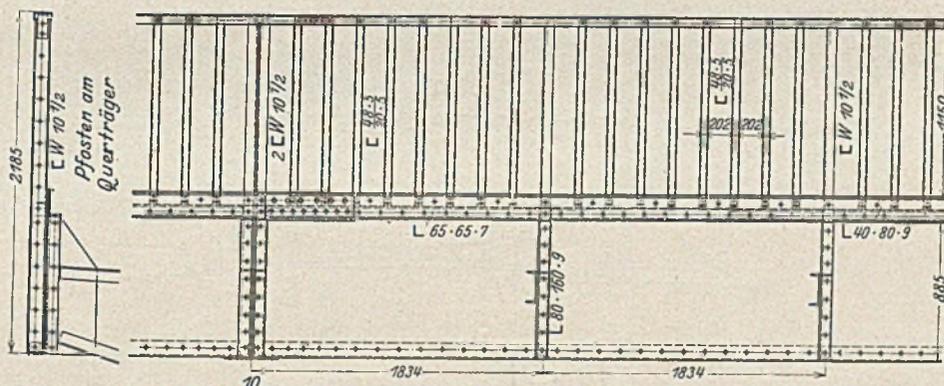


Abb. 39. Fußwegrandträger mit Geländer.

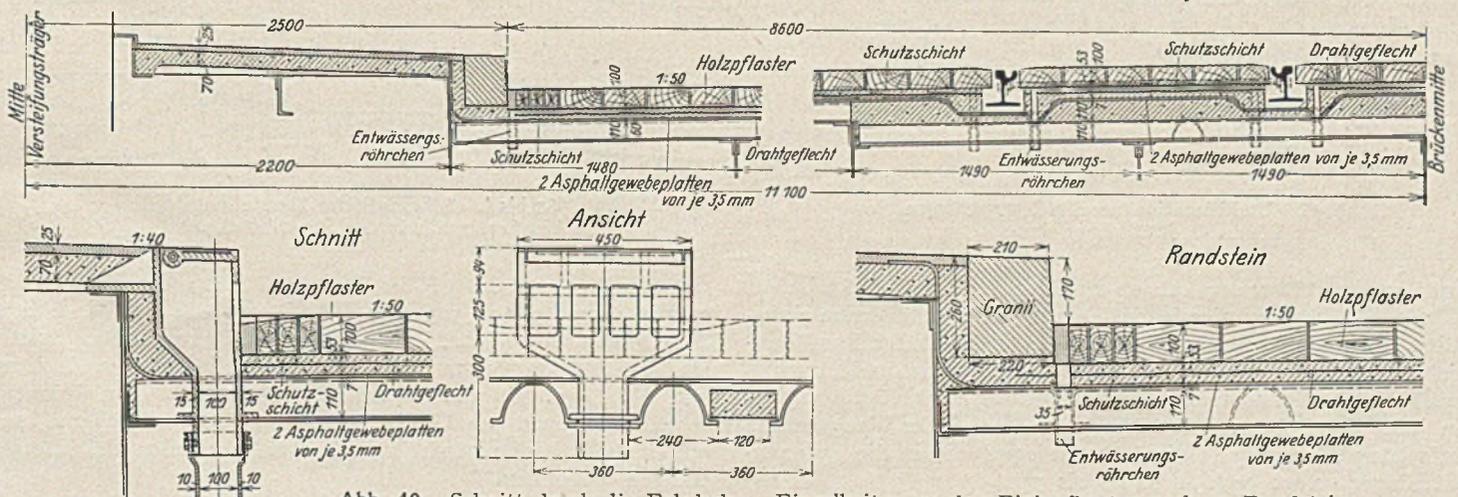


Abb. 40. Schnitt durch die Fahrbahn. Einzelheiten an den Einlaufkästen und am Randstein.

sind vor Baubeginn für alle Zwischenzustände eingehend rechnerisch untersucht worden. Man erhielt so eine gute Orientierung über die bei den verschiedenen Montagarbeiten zu erwartenden Verschiebungen und Relativbewegungen der einzelnen Brückenteile. Es war dann leicht, entsprechende Maßnahmen vorzubereiten.

Der Versteifungsträger ist zwischen den Punkten 0 und 17 auf fester Holzrüstung montiert worden (Abb. 43a). Die Einzelheiten der Rüstung sind aus den Lichtbildern 44 und 45 zu erkennen. Das Gerüst in der Mittelöffnung mußte im Spätherbst 1928 wegen der drohenden Eisgefahr entfernt werden. Im Strom blieben nur zwei Hilfspfeiler stehen, die den Versteifungsträger mit Pendelwänden in den Punkten 17 stützten. Abb. 46 läßt die Hilfspfeiler erkennen, die aus je 132 (Mülheimer Pfeiler) bzw. 90 (Kölner Seite) gerammten Pfählen bestanden, die von einer Larsen-Spundwand Profil III umschlossen waren. Der Druck von rd. 2500 t je Pfeiler wurde durch Roste aus eisernen Trägern auf die Pfähle verteilt.

Nachdem der Versteifungsträger auf die Pendelwände 17 abgesetzt war, wurden die Versteifungsträgerfelder 17—22 mit einem Derrick über dem Strom frei vorgebaut, bis die Mittelgelenke eingesetzt werden konnten (vgl. Abb. 43 b). Während der ganzen Bauzeit blieb die Schiffsfahrtsöffnung von 10,4 m Breite immer vollkommen frei.

Etwa zu gleicher Zeit waren die Pylonen zusammengebaut worden, für welchen Zweck hohe Gerüste aufgestellt wurden, von denen aus die Pylonen vollständig bestrichen werden konnten. Die Pylonen waren während der Montage gegen den Versteifungsträger abgeseilt, bis ein stabiles System hergestellt war. Dafür wurden an jedem der 4 Pylonenpfosten 4 Drahtseile verschlossener Konstruktion mit 38 mm Durchmesser benutzt.

Um später den Versteifungsträger leicht mit dem Kabel verbinden zu können, wurde der Versteifungsträger gemäß der schematischen Skizze (Abb. 43c) sowohl in der Mittelöffnung als auch in den Seitenöffnungen in einer gegenüber der fertigen Brücke überhöhten Lage montiert. Die Hebungen sind so ermittelt worden, daß die Seilbündel bei der Seilmontage auf die vertikalstehenden Pylonen keine horizontale Kraft ausübten. Die Festhalteseile der Pylonen wurden öfter nach-

gespannt, so daß sie annähernd spannungsfrei blieben und i. w. nur den Winddruck in der Längsrichtung der Brücke aufzunehmen hatten. Abb. 43d zeigt schematisch die Verhältnisse bei Beginn der Montage der Tragseile.

Von der Seilreckbahn führte auf jeden der beiden Fußwege ein Schmalspurgleis, auf welchem die Tragseile auf die Brücke gezogen wurden. Die Seile waren in 7 m Abstand

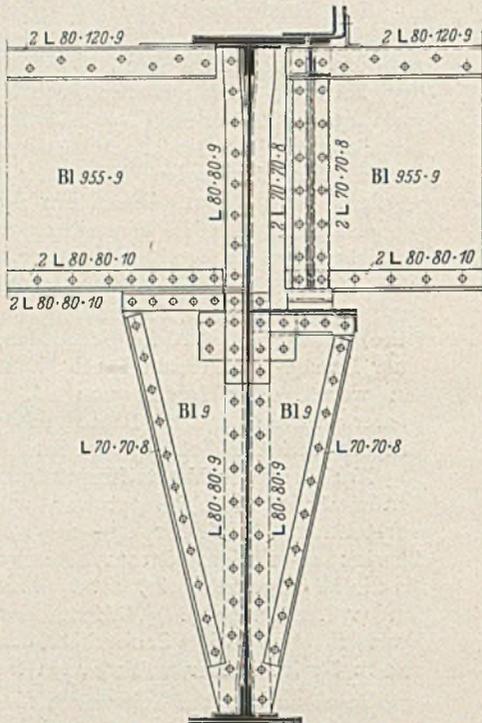


Abb. 41. Fahrbahnunterbrechung bei Längsträger P und R.

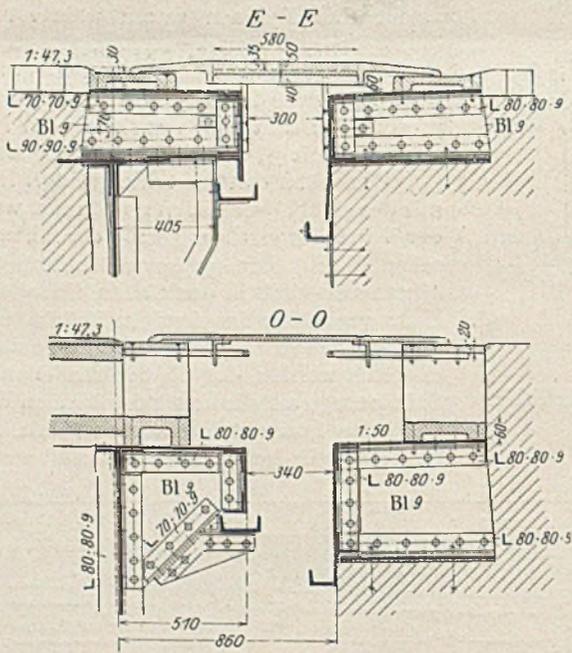


Abb. 42. Enddilatation an den Längsträgern E und O, Mülheimer Seite.

auf Loren gestützt; der Antrieb des Zugs erfolgt mit elektrischen Winden. Die Seile wurden in die Verankerungskonstruktion eingeführt und die Seilköpfe auf die Stahlplatten abgestützt. Das Hochziehen der Seile erfolgte abwechselnd stromauf und stromab mit Hilfe der Krane auf den Pylonengerüsten. Die Seile wurden an jeder der Pylonen mit 6 Hanfgurten an einem Waagebalken aufgehängt, langsam in die Höhe gezogen und in die Pylonensattelager gelegt (vgl. Abb. 47 bis 51).

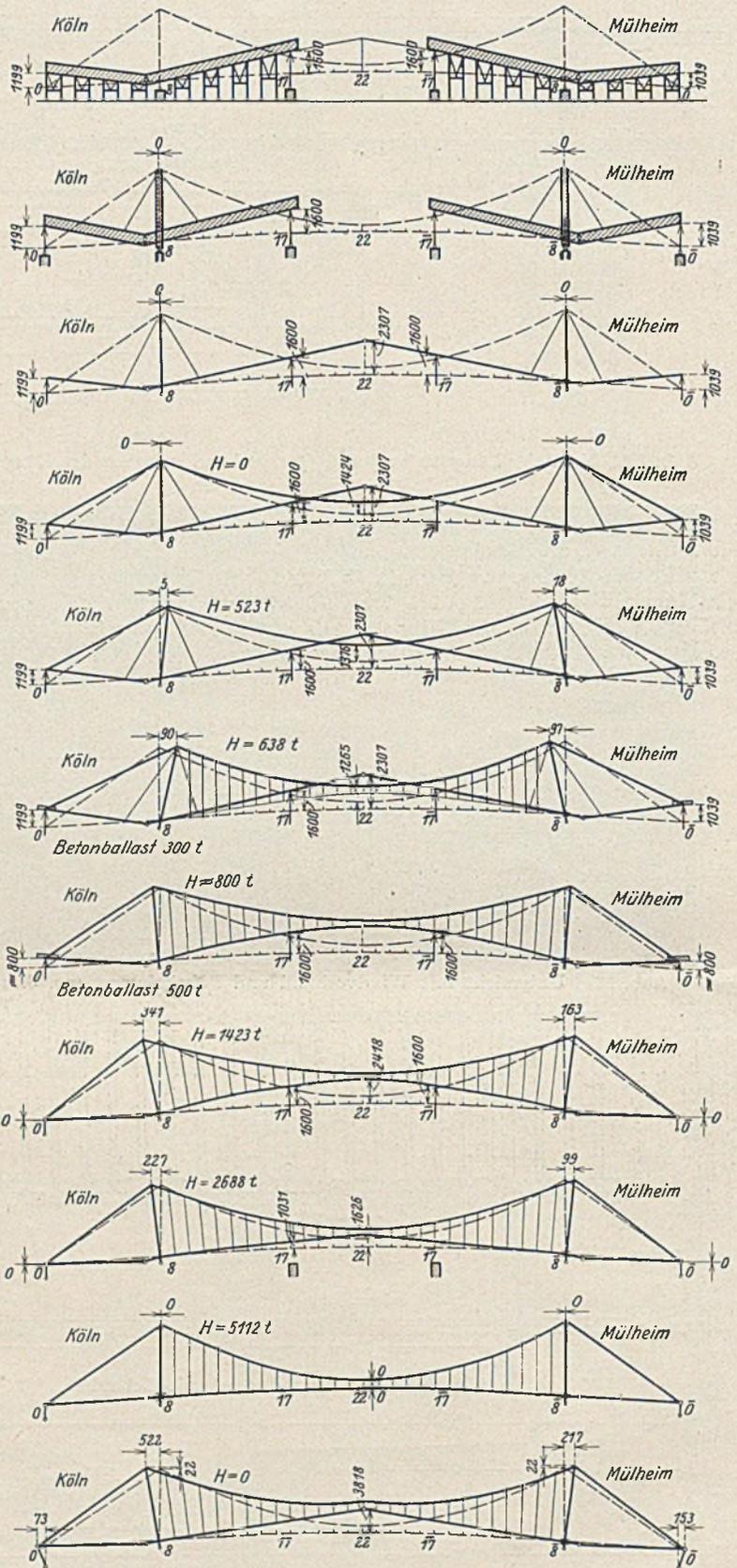


Abb. 43a bis l. Schematische Darstellung der Montagezustände der Strombrücke.

Der Horizontalzug H im System wuchs während der Seilmontage von 0 auf 523 t je Wand an, was gewisse Formänderungen im Versteifungsträger usw. zur Folge hatte. Das System war nach Montage aller Seile in dem Zustand von Abb. 43e. Es wurden dann die Deckel auf dem Pylonensattelager sowie am Umlenklerger o aufgeschraubt und anschließend mit dem Aufbringen der Kabelschellen und Hängestangen begonnen.

Zwei besonders aufgestellte leichte Krane legten Rahmen um das Kabel und die Kabelschellen. Die beiden Schellenhälften wurden mit einer Kraft von 300 t gegeneinander gepreßt und dann festgeschraubt. Am Schluß des Einbaus der Kabelschellen und Hängestangen war der in Abb. 43f dargestellte Zustand des Systems eingetreten.

Wegen der obengenannten Überhöhung des Versteifungsträgers (Abb. 43c) hingen sämtliche unteren Hängestangen etwas tiefer als die zugehörigen Aufhängungen im Versteifungsträger. Während nun die Seitenöffnungen des Versteifungsträgers mittels je einer bei o eingebauten Absenkvorrichtung langsam abgelassen wurden, wobei sich der Träger um die Gelenke 7 drehte, konnten die Hängestangen allmählich mit dem Versteifungsträger verbunden werden. Abb. 43g

letzteren bei der beschriebenen Art der Montage jedoch ohne jede Bedeutung waren.

Auf jeder Brückenhälfte standen für die Montage der Hängebrücke die folgenden Großgeräte zur Verfügung:

- Ausladekran (25 t Tragfähigkeit),
- Montierkran (34 t) in den Seitenöffnungen,
- Derrick (25 t) für den Freivorbau des Versteifungsträgers,
- Pylonenkran (25 t),
- hoher fahrbarer Kran (8 t) für die Montage der Kabelschellen und Hängestangen.

Die Konstruktionsteile wurden mit Ausnahme der Trageile und weniger anderer Teile auf dem Wasserwege zur Baustelle gebracht und durch die in der Nähe der Pylonen stehenden Ausladekrane auf die Brücke gehoben. Soweit die Verhältnisse es gestatteten, wurden die beiden Unterzughälften des Ver-

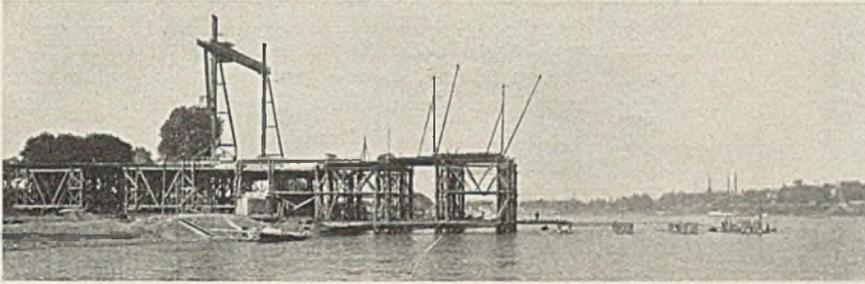


Abb. 44. Rüstung auf der Kölner Seite (5. 7. 1928).

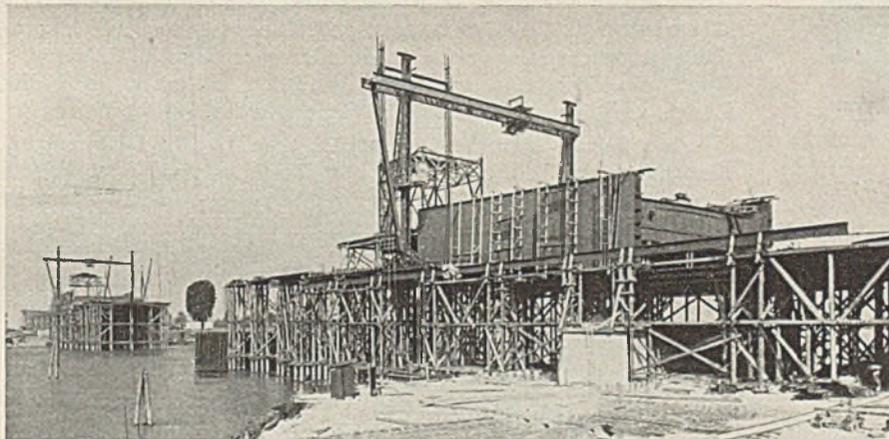


Abb. 45. Gerüst in der Mittelöffnung mit Versteifungsträger (30. 8. 1928).

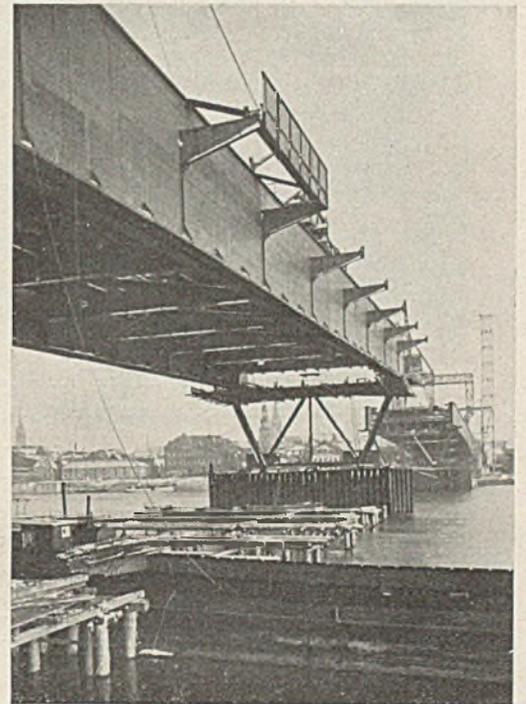


Abb. 46. Versteifungsträger auf die Hilfspfeiler abgesetzt (13. 12. 1928).

zeigt annähernd den Zustand, der nach dem Einfädeln aller Hängestangen vorhanden war. Damit war das System auch ohne die Festhaltungen der Pylonen stabil geworden. Die Seitenöffnungen wurden weiter abgesenkt, bis die Ankerpendel o eingebaut werden konnten. Abb. 43h zeigt das System nach Abschluß dieser Arbeiten.

Beim Absenken war bereits ein Teil des Betonballastes eingebaut, nämlich die Eisenbetontröge und ein kleiner Teil der Füllung, um den allmählich anwachsenden Auflagerzug des Kabels aufzuheben.

Einen letzten Schritt bildete das Freisetzen in der Mittelöffnung, wobei die Pendelwände 17 langsam gesenkt wurden, bis der Auflagerdruck A_{17} den Wert Null erreichte (vgl. Abb. 43i).

Die Abweichungen vom theoretischen überhöhten System nahmen immer mehr ab, während die Abdeckung der Fahrbahn, Radfahrwege und Fußwege aufgebracht wurde. Das Verlaschen der beiden Mittelgelenke des Versteifungsträgers erfolgte unter der ganzen ständigen Last der Brücke.

Die beiden Abb. 43k und 43l zeigen den Endzustand der Brücke nach der Fertigstellung und die gesamten Formänderungen des Systems unter der ständigen Last, welche

stiefungsträgers mit den Schotten fertig zusammengenietet angeliefert und auf einmal eingebaut. Auf den unteren Versteifungsträger wurden die beiden Obergerthälften aufgesetzt (vgl. Abb. 13).

Die Stöße im Versteifungsträger sind mit Nieten von 26 mm Durchmesser und Klemmlängen bis 144 mm geschlossen, an wenigen Stellen wurden auch Niete von 29 mm Durchmesser und bis zu 108 mm Schaftlänge geschlagen. Das Schlagen der Siliziumstahlniete bereitete keinerlei Schwierigkeiten. In den Untergurtstößen der Mittelöffnung des Versteifungsträgers fanden bei den größten Klemmlängen konische Bolzen mit 1:200 Seitenneigung Verwendung.

Die Nietlöcher wurden in der Werkstatt auf volles Maß gebohrt und beim Zusammenbau schwach aufgerieben. Nur die Anschlüsse der Fahrbahnträger, Querträger sowie der Besichtigungswagenträger wurden mit Rücksicht auf die Versteifungsträger-Stauchungen in der Werkstatt mit kleineren Löchern gebohrt und erst auf volles Maß aufgerieben und vernietet, nachdem schon der größte Teil der Stauchung infolge der ständigen Last der Brücke eingetreten war.

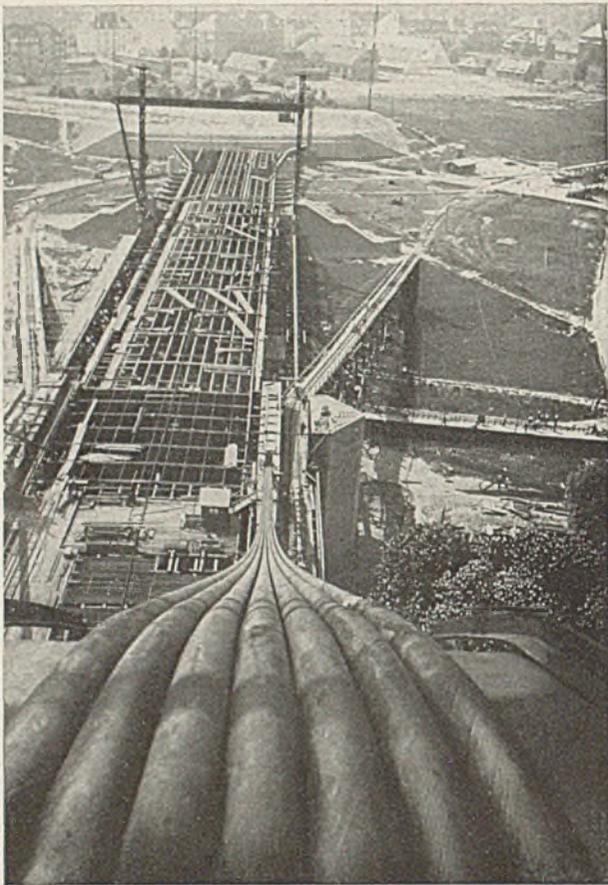


Abb. 47. Blick auf Flut- und Vorlandbrücke mit den Rampen für die Seilmontage (25. 5. 1929).

Seilreckung.

Werden neu hergestellte Drahtseile durch größere Zugspannungen gestreckt, dann kann man bei der ersten Belastung einen gegenüber massiven Stahlstäben sehr viel größeren Anteil der unelastischen Dehnung an der gesamten Verlängerung beobachten. Bleiben die Seile nach der Entlastung gerade gestreckt, z. B. horizontal liegend oder vertikal hängend, so können nach öfterer Wiederholung der Belastungen oder auch nach langandauernder Spannung praktisch nur noch elastische Längenänderungen beobachtet werden, wie dies unter gleichen Verhältnissen und in gleicher Annäherung auch bei Vollstäben der Fall ist.

Das Auftreten der größeren bleibenden Längung der Seile bei der ersten Belastung ist von Aufzugseilen usw. her bekannt. Diese Dehnungen sind dadurch erklärt, daß sich die einzelnen Drähte der Seile beim Anspannen allmählich recht dicht aneinander legen, wobei sich Relativbewegungen der Drähte und Drahtlagen ergeben, die einer Streckung der Spiralen und damit einer Verlängerung der Seile gleichbedeutend sind. Das Gefüge der Seile, die schon bei der Fabrikation mit großer Kraft aus der Zuschlagmaschine gezogen werden, wird durch die Relativbewegungen der einzelnen Drähte bei der ersten hohen Belastung noch weiter verdichtet, bis die Reibung groß genug geworden ist, um weitere Gleitungen zu verhindern und einen Gleichgewichtszustand herzustellen.

Solange das Seil nach der Entlastung gerade gestreckt bleibt und keine Biegungen erleidet, bleibt sein Gefüge an-

nähernd so erhalten, wie es bei der letzten Belastung hergestellt wurde. Für spätere Belastungen, die etwas unterhalb der früheren liegen, sind die Dehnungen des Seils für beide Belastungsrichtungen immer die gleichen. Die Reckung der Seile wird dadurch nicht verändert, sie verhält sich so, wie die unelastische Dehnung eines Vollstabs. Umfangreiche Messungen auf der Baustelle an 551 m langen Seilen haben den Beweis erbracht, daß die Tragseile nach dem Vorrecken mit einer großen Kraft sich innerhalb der Grenzen der Meßgenauigkeit wie ein vollwandiger Stab vollkommen elastisch verhalten.

Erst wenn die Seilspannung die beim Vorrecken vorhandene überschreitet, treten neue bleibende Dehnungen auf. Das Seil verhält sich also soweit ganz genau so, wie ein jungfräulicher massiver Stahlstab, der auf jeder Belastungsstufe gewisse, wenn auch verhältnismäßig viel kleinere bleibende Dehnungen aufweist. Für die unter dem Umkehrpunkt liegenden Zugspannungen sind die Dehnungen bei Wiederholung der Belastung elastisch. Bei Überschreitung dieser Grenze ergeben sich weitere bleibende Dehnungen, die annähernd ebenso groß sind, wie wenn man gleich das erstmalig auf gleiche Höhe belastet hätte.

Während die bleibenden Dehnungen eines Vollstabs nicht rückgängig gemacht werden können, es sei denn durch Druckspannungen von beträchtlicher Größe (von der zeitlichen Nachwirkung kann wegen der Kleinheit des Einflusses abgesehen werden), ist dies bei Drahtseilen nicht der Fall.

Ein vorgerecktes Drahtseil hat für jeden Wert der Zugspannung immer genau die gleiche Länge, wenn man an seinem Aufbau nichts ändert. Solange das Seil keine Biegung erleidet, ist dies nach den genannten Beobachtungen in sehr guter Annäherung der Fall. Wird aber das Gefüge des Seils durch Biegung über die ganze oder einen Teil der Länge aufgelockert, dann bekommen die vorher ineinander gepreßten Drähte etwas Spiel, die Ganghöhe der Schraubenlinien nimmt ab und die Länge zwischen den Seilköpfen wird kleiner.

Die beim Vorrecken beobachtete bleibende Dehnung ist also nur zum Teil unelastische Verlängerung. Der durch die Federung der Drähte bedingte Anteil der Reckung kann somit wenigstens zu einem beträchtlichen Teil durch Biegung des Seils rückgängig gemacht werden. Mit der Auflockerung

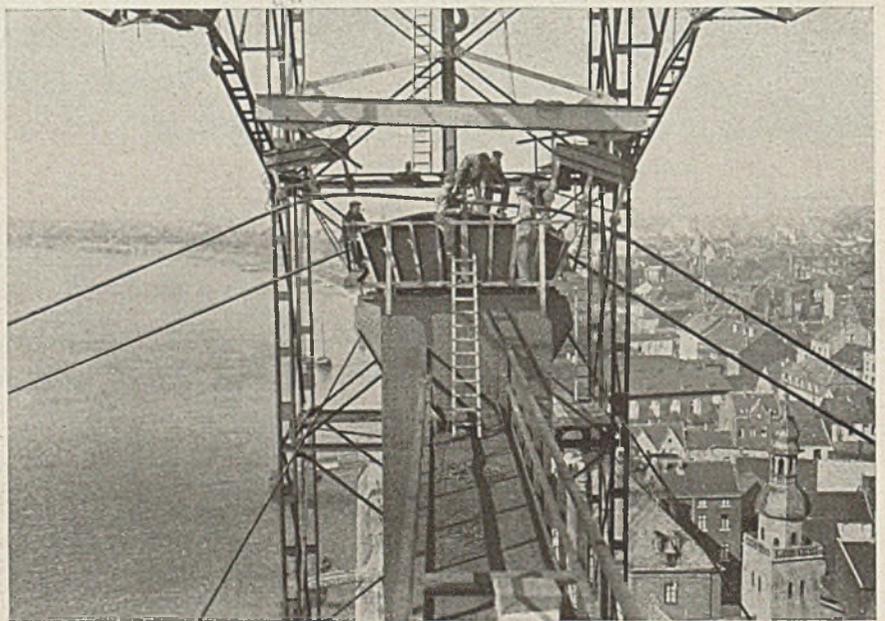


Abb. 48. Seilmontage.

des Seilgefüges durch Biegen ist auch eine geringe Vergrößerung des Seildurchmessers verbunden.

Wird das Seil nach der Biegung wieder durch die Reckkraft gespannt, so treten, auf die Ausgangslänge bezogen, in

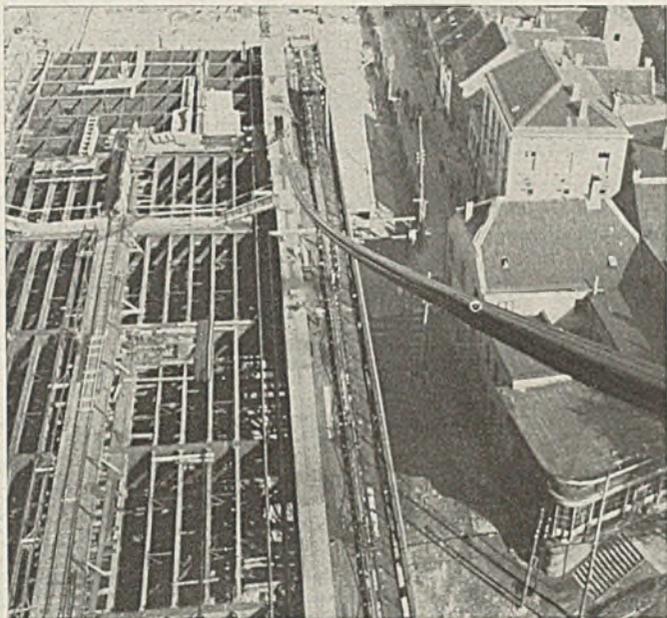


Abb. 49. Draufsicht auf die Mülheimer Seitenöffnung.

guter Annäherung wieder die gleichen Dehnungen ein, wie beim ersten Recken. Der Betrag der Dehnungen bei der zweiten Belastung ist jedoch wesentlich kleiner geworden als beim ersten Strecken, wenn die Biegungen des Seils in nicht zu weiten Grenzen vorgenommen wurden. Die Seilreckung mit einer Kraft, die etwas größer ist als der Höchstwert der von dem Seil später



Abb. 50. Blick auf die Mittelloffnung.

zu übertragenden Spannung, ermöglicht also die Bestimmung eines Grenzwerts für die Seillänge, der nicht überschritten werden kann. Zugleich ist die Größe der Dehnungen bei den späteren Belastungen wesentlich vermindert worden. Die bleibenden Dehnungen von Drahtseilen erreichen insgesamt Werte, die von der Größenordnung $1/1000$ der Gesamtlänge sind. Auf die Mülheimer Brücke angewendet, bedeutet dies Dehnungen von etwa $1/2$ m Größe. Das Maß der Reckung, das sich natürlich mit der Reckspannung ändert, war für die schweren Seile von der in die Brücke eingebauten Art nicht bekannt. Um die Unsicherheit der Seillänge mit Rücksicht auf die Herstellung des theoretischen Systems auszuschalten

und die in der fertigen Brücke unter Verkehrslast auftretenden bleibenden Dehnungen möglichst klein zu halten, wurden alle Tragseile vor dem Einbau in die Brücke gereckt, wie im folgenden beschrieben ist.

Für diesen Zweck wurde auf dem linken Rheinufer eine große Anlage geschaffen, die es gestattete, die 551 m langen Seile mit Kräften bis zu 300 t zu spannen. Abb. 52 zeigt die hydraulische Spannvorrichtung kurz vor Vollendung der Anlage, in Richtung der Reckbahn gesehen, Abb. 53 das feste Widerlager für Tragseil (auf der höheren Betonbahn liegend) und Maßseil (etwas tiefer von den kurzen Schienen überdeckt). Abb. 54 zeigt einen Querschnitt durch die Reckbahn.

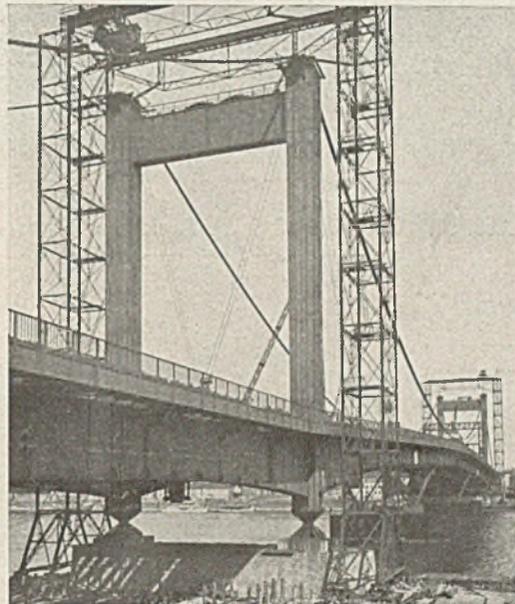


Abb. 51. Längsansicht der Brücke während der Seilmontage (20. 5. 1929).

Das zu reckende Tragseil liegt auf der ganzen Länge auf einer horizontalen Betonunterlage und wird mit Hilfe einer hydraulischen Presse gespannt.

Jedes der Seile wurde 2 Stunden lang unter einer Spannung von $S = 240$ t gehalten, um die Seile zu recken. Die angewendete Spannkraft liegt noch wesentlich über der größten, in der fertigen Brücke vorkommenden Kraft von $S_{\text{mittel}} = 209$ t je Seil. Beim Vorrecken auf die angegebene Art, wurde die bleibende Dehnung beim Entlasten im Mittel zu $0,00072$ der Seillänge gefunden.

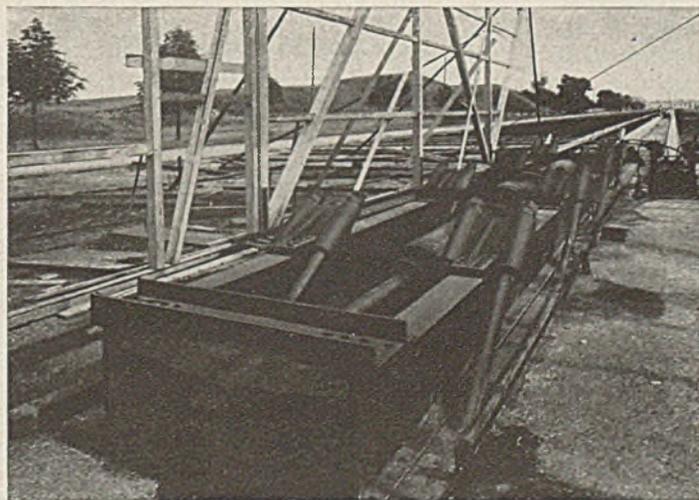


Abb. 52. Hydraulische Presse für die Reckung der Tragseile.

Durch die Verbiegungen der Tragseile beim Ablegen, Streichen mit Asphalt, Transport zum Montieren usw. ergaben sich Verkürzungen der Seile um 0,40 bis 0,45 der beim

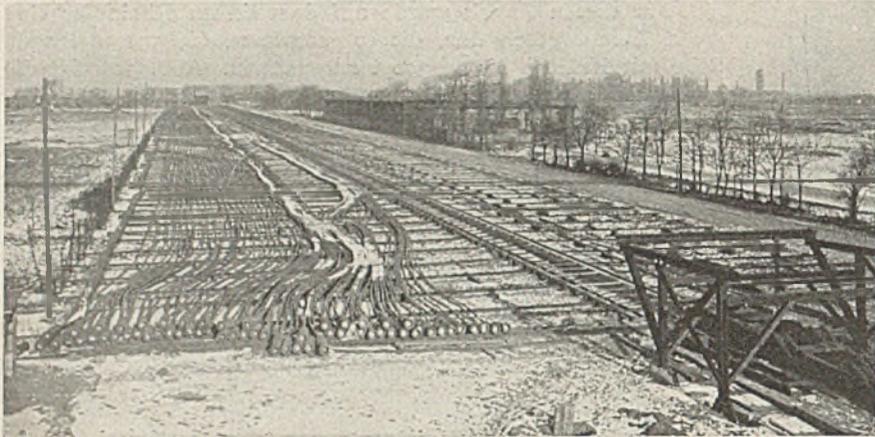


Abb. 53. Überblick über die Reckbahn kurz vor Abschluß der Ablängungsarbeiten (4. 2. 1929).

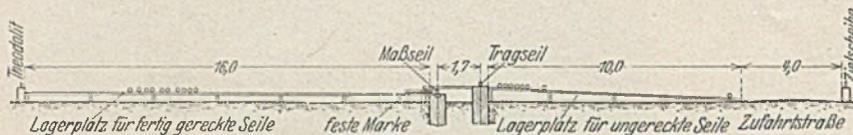


Abb. 54. Querschnitt durch die Reckbahn.

Vorrecken der Seile beobachteten bleibenden Dehnung, d. h. die Seile waren i. M. um etwa 0,0003 der Länge kürzer als unmittelbar nach dem Vorrecken mit 240 t Spannkraft. Die durch das Recken erzeugte Längung war also dann nur noch etwa 0,0004. Die in der Brücke eintretende Reckung ist damit auf weniger als die Hälfte jenes Betrages vermindert worden, der ohne Vorrecken zu erwarten gewesen wäre.

Der durch die Biegung zurückgegangene Teil der Reckung trat in der Brücke entsprechend der vorhandenen Seilspannkraft größtenteils wieder ein. Da aber die Reckspannung in der Brücke auch bei Vollbelastung nicht erreicht wird, kann die Länge der Tragseile den bei der Reckung vorhandenen Wert niemals überschreiten.

Die Seile erfuhren auf der Reckbahn die folgende Behandlung. Die Anfuhr erfolgte auf einem besonderen Kabelhaspelwagen auf der neben der Reckbahn liegenden Straße.

Die Seile wurden zunächst auf dem Lager der unfertigen Seile abgeladen (Abb. 55), wo sie auf Eisenbahnschienen in einiger Höhe über dem Erdboden lagen. Sie erhielten den zweiten Seilkopf (der erste war bereits in der Fabrik aufgegossen worden), was jedoch nur vorläufig geschehen konnte, und wurden dann der Reihe nach (i. a. jeden Werktag eines) auf der Reckbahn behandelt.

Jedes der Tragseile wurde zunächst wie oben angegeben 2 Stunden lang mit $S = 240$ t gespannt gehalten. Nach dem Vorrecken begann jeweils eine Reihe von Messungen, um die Marken für die Pylonenmitten und den endgültigen Seilkopf auf das Seil zu übertragen. 4 Seile erhielten außerdem noch 29 Marken für die Mitten der Kabelschellen.

Das Tragseil war bei der Übertragung der Längenmarken mit $S_T = 147,2$ t gespannt, das Maßseil mit $S_M = 20$ t. ($S_T = 147,2$ t ist die mittlere Seilspannung in der fertigen, unbelasteten Brücke). Sieht man von der durch die Vorreckung auf ein geringes Maß verminderten Federung ab, dann war durch die Längenmessung unter $S_T = 147,2$ t die theoretische Seillänge gesichert, ohne Rücksicht auf die Größe der Dehnungen unter der ständigen Last.

Bei der Längenübertragung vom Maßseil nach dem Tragseil war die Abweichung von der Normaltemperatur von 10° durch die gleich große Wärmedehnung des Maßseils gegeben, die für die $\Delta t = 25^\circ$ bis zu $\Delta L = 170$ mm betrug. Da das Maßseil unter gleichen Verhältnissen gelagert war, konnte es als Thermometer der mittleren Seilwärme benutzt und die Längenänderungen unmittelbar auf das Tragseil übertragen werden. Kleine Unterschiede, die sich aus der Strahlung hätten ergeben können, wurden durch entsprechende Auswahl der Meßzeiten vermieden.

Die Längenübertragung vom Maßseil nach dem Tragseil geschah mit Hilfe von

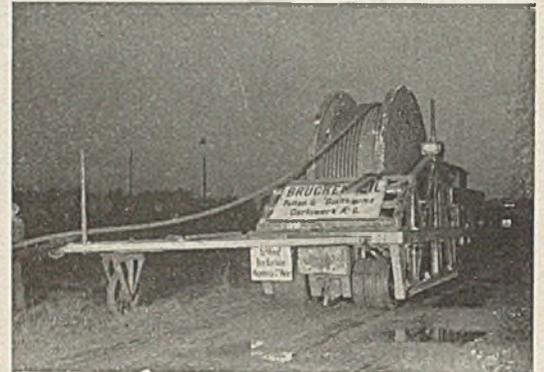


Abb. 55. Abladen der Tragseile auf der Reckbahn.

Fernrohren, die in 4 festen Fluchten normal zu den Seilachsen eingerichtet waren und die gestatteten, die Verschiebungen von 4 bestimmten Punkten an auf den Seilen aufgeklemmten

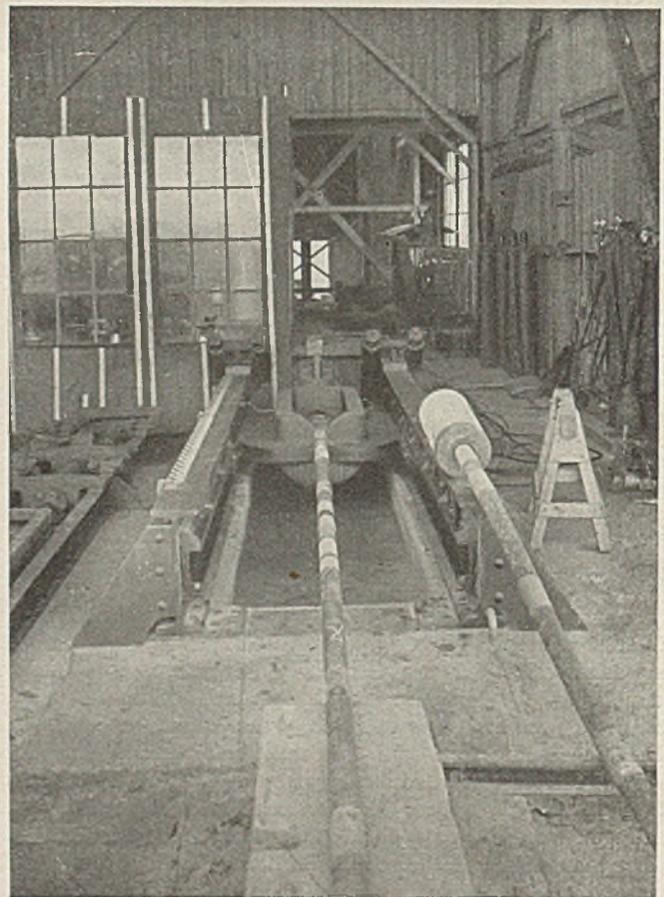


Abb. 56. Seildehnung.

Maßstäben abzulesen. Die im Prinzip sehr einfache Längenübertragung wurde nur durch die verschiedenen in der Einrichtung auftretenden Reibungskräfte mit von Tag zu Tag veränderlicher Größe etwas verwickelt. Die verschiedenen Reibungskräfte wurden durch wiederholte Messungen unter steigender und fallender Last ausgeschaltet, wobei sich der Sinn dieser Kräfte umkehrt.

Die ganze Einrichtung und die Art der Längenübertragung mit Ausschaltung der Wärme- und Reibungseinflüsse hat sich in monatelangem Betrieb sehr gut bewährt.

Dehnungsmessungen an Drahtseilen.

Mit der auf der Reckstelle vorhandenen Einrichtung wurden zahlreiche Dehnungsmessungen an den 551 m langen, vorgereckten Tragseilen vorgenommen. Die folgende Zahlentafel enthält die Mittelwerte der gemessenen Dehnungen für Versuchsreihen, die an 12 Tragseilen durchgeführt wurden. (Die Seilnummer gibt die Reihenfolge der Fabrikation und zugleich die der Reckung an.) Die meisten der mitgeteilten Zahlen sind Mittelwerte aus 2 bis 4 Versuchsreihen an dem betreffenden Seil. Um vergleichbare Werte zu erhalten, sind die Dehnungen der Seile für eine Spannkraft von 40 t gleich 1000 mm gesetzt, da es infolge der Reibungskräfte nicht möglich war, die Seillänge im spannungslosen Zustand genau zu ermitteln.

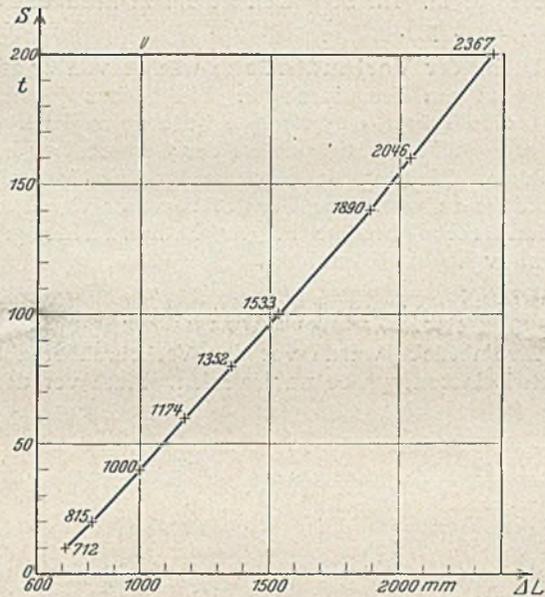


Abb. 57.
Spannungs-Dehnungslinie für die Tragseile.

Dehnungsmessungen mit 551 m langen Seilen von 80 mm Durchmesser.
 $F = 42,55 \text{ cm}^2$.

Seil Nr.	1	16	27	30	32	33	38	39	46	53	66	74	M	
σ	S	Dehnungen in mm (für S = 40 t gleich 1000 gesetzt).												
235	10	—	712	723	706	711	—	—	675	736	718	—	—	712
470	20	—	811	818	809	812	817	810	796	827	821	820	825	815
940	40	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
1410	60	—	1172	1173	1177	1174	—	—	1175	—	—	—	—	1174
1880	80	1347	1348	1353	1362	1355	—	—	1359	1346	1344	1357	—	1352
2350	100	—	1529	1532	1542	1536	—	—	1540	1518	—	—	—	1533
3290	140	—	1886	1889	1908	1906	1894	1880	1906	1860	1882	1897	1881	1890
3760	160	2022	2047	2044	2071	2062	—	2037	2067	2023	2035	2061	2042	2046
4700	200	—	—	—	2385	2390	—	—	2389	2330	2346	2377	2354	2367

S = Spannkraft in t je Seil. σ = Spannung in kg/cm².

Abb. 56 zeigt das bewegliche Ende eines Tragseils mit der Marke für den endgültigen Seilkopf und der Vorrichtung zur Ablesung der gesamten Seildehnungen. Sie läßt auch deutlich die Marke für die Stelle des endgültigen Seilkopfes erkennen.

Für die Mittelwerte der Dehnungen aller 12 (d. i. $\frac{1}{7}$ aller in die Brücke eingebauten) Seile ergibt sich die in Abb. 57

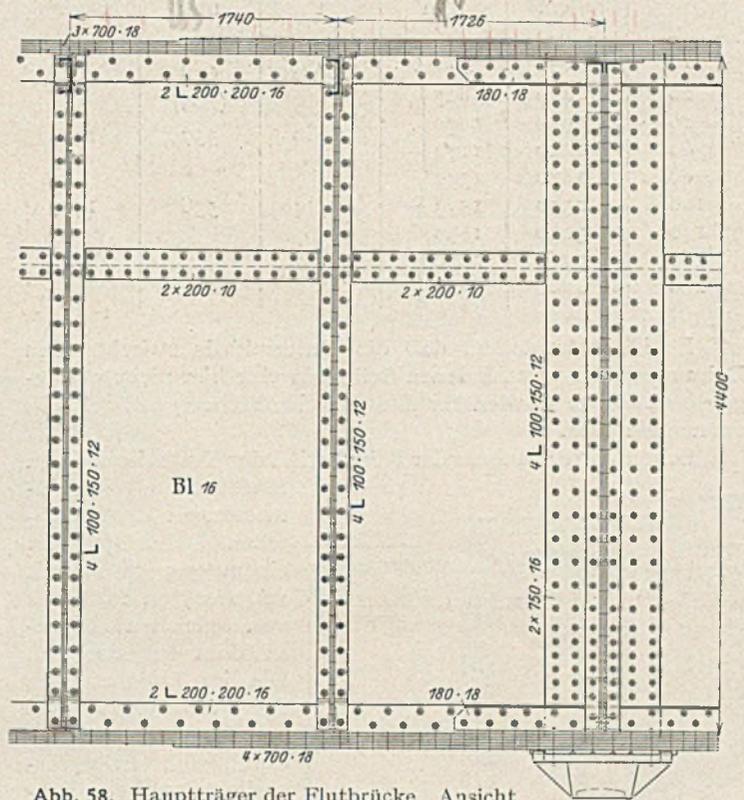


Abb. 58. Hauptträger der Flutbrücke. Ansicht.

dargestellte Spannungsdehnungslinie, die nur annähernd geradlinig verläuft. Die Seile sind danach unter höheren Spannungen steifer als für kleine Spannkraften. Ein Elastizitätsmodul E im Sinne des Hookeschen Gesetzes kann nicht angegeben werden, sondern nur ein mittlerer, scheinbarer Elastizitätsmodul, der mit den Grenzen des Spannungsbereichs veränderlich ist. In der nebenstehenden Zahlentafel sind diese Werte nach der Gleichung

$$E = \frac{L}{F \cdot \Delta L} = \frac{551\,000}{42,55} \cdot \frac{\Delta S}{\Delta L}$$

für einige Spannungsbereiche berechnet worden (E in t/cm², ΔS in t, ΔL in mm).

Mittlerer scheinbarer Elastizitätsmodul der 551 m langen Tragseile.

S	σ	M	ΔS	ΔL	E
t	kg/cm ²	mm	t	mm	t/cm ²
10	235	712	10/20	618	1255
20	470	815		(103)	
40	940	1000		20/80	
60	1410	1174	80/140	538	1455
80	1880	1352			
100	2350	1533			
140	3290	1890	140/200	477	1630
160	3760	2046			
200	4700	2367			

S = 29—100 t	oder $\sigma = 0,68—2,35$ t/cm ²	E = 1500 t/cm ²
100—137	2,35—3,22	1650
159—186	3,73—4,37	1630
159—208	3,73—4,88	1600
219—284	5,13—6,67	1560

Es ist wichtig zu beachten, daß die oben wiedergegebenen Zahlen nur für Seile von der in der Mülheimer Brücke verwendeten Bauart gelten. Die elastischen Eigenschaften der Drahtseile verschlossener Konstruktion ändern sich nämlich in gewissen Grenzen mit Anzahl und Form der Drähte, Anzahl der Drahtlagen, sowie mit dem Schlagverhältnis. Für die untersuchten Seile ist wichtig, daß die übereinanderliegenden Drahtlagen immer entgegengesetzte Schlagrichtung besitzen. Für Seile von genau gleicher Bauart sind jedoch jeweils gut übereinstimmende Werte zu erwarten.

Es ist festzustellen, daß die Unterschiede zwischen den Dehnungen der verschiedenen Seile (einzelne hier nicht wiedergegebene Werte wurden für alle Seile beobachtet) sehr klein zu nennen sind.

Schon vor Aufnahme der Fabrikation der Tragseile wurden ausführliche Feinmessungen der elastischen Dehnungen an einem 5,5 m langen vorgereckten Probeseil von gleichen Eigenschaften vorgenommen. Die im Laboratorium des Carlswerks bei konstanter Temperatur durchgeführten Versuche haben Werte ergeben, die mit denen von der Reckbahn gut übereinstimmen. Im Mittel aller Versuchsreihen wurde gefunden:

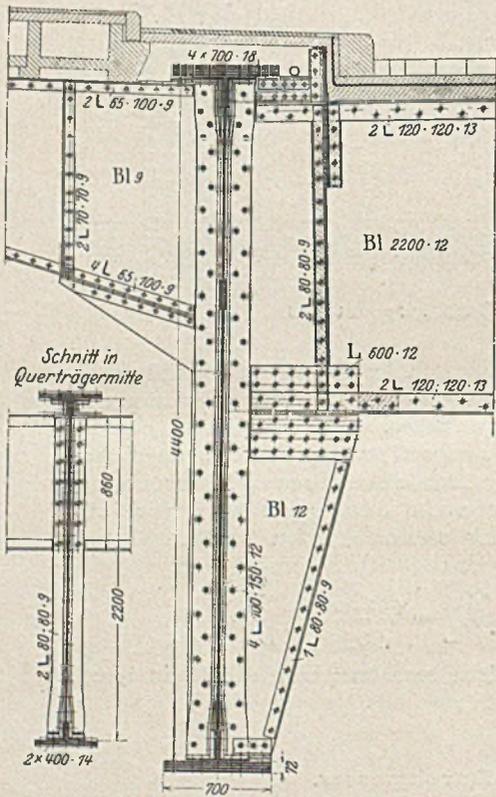


Abb. 59. Hauptträger der Flutbrücke. Schnitt mit Querträgeranschluß.

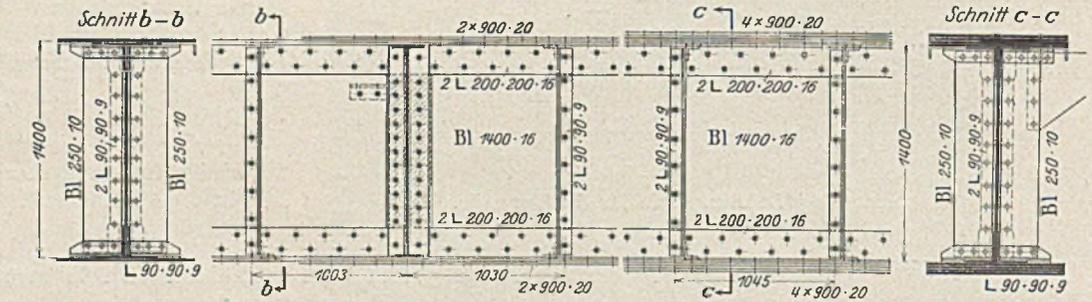


Abb. 60. Hauptträger der Vorlandbrücke.

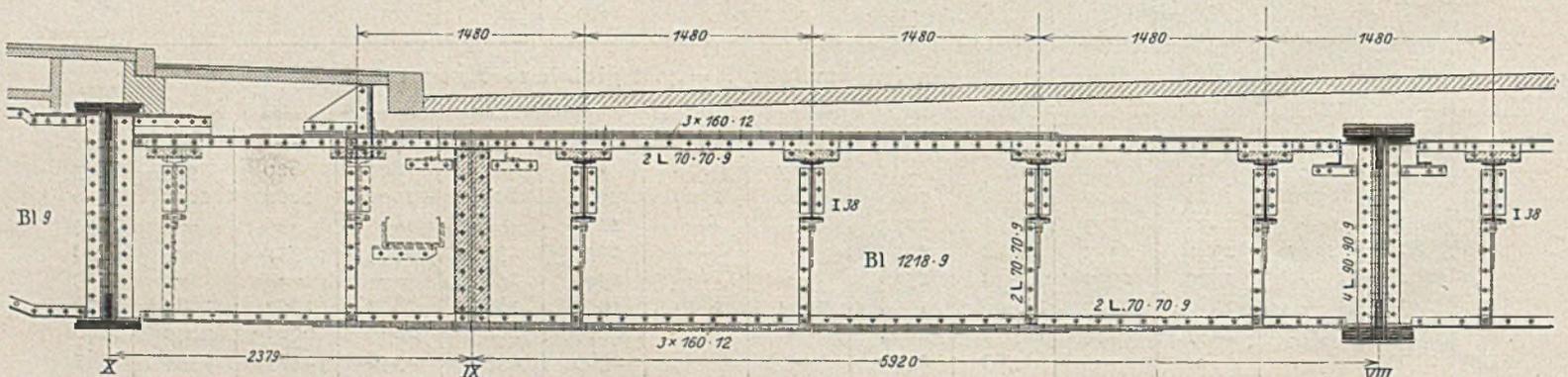


Abb. 61. Querträger der Vorlandbrücke.

Flut- und Vorlandbrücken.

Die Flut- und Vorlandbrücken besitzen unter der Fahrbahn liegende, einwandige Blechträger. Die Flutbrücke geht über zwei Öffnungen von je 52,10 Stützweite durch. Der Trägerabstand ist 19,10 m. Das 16 mm dicke Stegblech ist 4,4 m hoch (vgl. Abb. 58). Die gesamte Brückenbreite beträgt auf der Flutbrücke nur 27,20 m, gegenüber 30,550 m auf der Hauptbrücke. Der Abstand der Querträger ist 10,42 m. Ihr Stegblech ist 2,2 m hoch und 12 mm stark (vgl. Abb. 59).

Die Breite der Vorlandbrücke wächst von 27,20 m bis auf 67,375 m am Endwiderlager. Sie besitzt je nach der Breite 4 bis 10 Träger, deren größte Stützweite gleich 33,37 m ist. Die notwendigen Knickpunkte der Gerberträger liegen in den Gelenken. Die Stegblechhöhe beträgt 1,25 bis 1,40 m, die Stegblechdicke 12 mm. Die Gesamtlänge der vier Öffnungen der Vorlandbrücke beträgt in der Brückenachse gemessen rd. 94,5 m (vgl. Abb. 60 und 61).

Die Probelastungen.

Die Strombrücke wurde vor der Verkehrsübergabe einer zweifachen Belastungsprobe unterworfen. Kurz vor dem Ver-

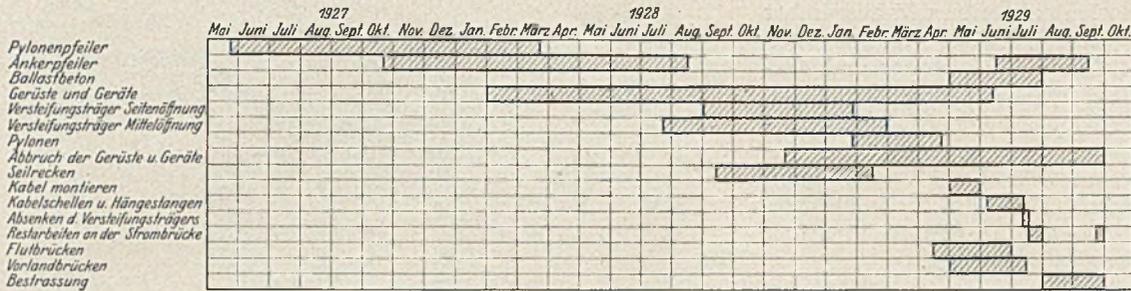


Abb. 62. Schema der Bauzeiten.

laschen des Montagegelenks in der Mittelöffnung (statisch bestimmtes System für die ständige Last) wurden auf rd. 220 m Länge insgesamt 1530 t Fahrbahnbelastung aufgebracht. Die Belastung bestand aus Straßenbahnwagen und Lastautos,



Abb. 63. Gesamtansicht aus dem Flugzeug.

ferner einem Transformatorenwagen mit 22 t, einer Dampfwalze mit 15 t und zwei Kabelwagen mit 26 und 36 t Gewicht. Über die ganze Belastungslänge gleichmäßig verteilt, entspricht ihr rd. 3,5 t/m, gegenüber der rechnermäßigen Vollast von $q_p = 6,353$ t/m je Tragwand.

Unter dieser Belastung wurde in Brückenmitte eine Gesamtsenkung von $\delta_{22}^{\text{gesamt}} = 755$ mm gemessen. Die elastische Hebung nach der Entlastung betrug $\delta_{22}^{\text{elast}} = 670$ mm. Mit einem Elastizitätsmodul $E_K = 1600$ t/cm² für das Kabel ergibt sich im statisch bestimmten System für die aufgebrachten Lasten rechnermäßig eine Durchbiegung von $\delta_{22}^{\text{theor}} = 752$ mm. Die beobachtete bleibende Senkung von $\delta_{22}^{\text{bleib}} = 85$ mm ist in erster Linie durch die Seilreckung verursacht, welche bei der erstmaligen Anspannung der Seile in der fertigen Brücke eintrat.

Der zugehörige Horizontalzug betrug $H_p = 954$ t, d. h. rd. die Hälfte von $\max H_{q,p} = 1943$ t. Die mittlere Seilspannung stieg bei der Probelastung im statisch bestimmten System bis auf 175 t je Seil, gegenüber 240 t beim Vorrecken.

Für das statisch bestimmte System sind die Durchbiegungen für die gleiche Last

System hergestellt war. Für diesen Zweck wurden in der Mittelöffnung der Strombrücke insgesamt 1848 t aufgeföhren und auf eine Länge von etwa 280 m verteilt, was eine mittlere Belastung von 3,3 t/m je Tragwand ergibt.

Es wurde eine Gesamtsenkung von $\delta_{22}^{\text{gesamt}} = 517$ mm gemessen. Die elastische Senkung betrug $\delta_{22}^{\text{elast}} = 492$ mm. Rechnermäßig ergab sich nach der Einflußlinie Abb. 7 eine Durchbiegung $\delta_{22}^{\text{theor}} = 521$ mm.

Die bleibende Senkung war mit $\delta_{22}^{\text{bleib}} = 25$ mm beträchtlich kleiner als bei der ersten Belastung. Der Horizontalschub des Systems betrug unter dieser Belastung, nach der Einflußlinie Abb. 5 ermittelt, $H_p = 1004$ t.

Interessant ist ferner die folgende Feststellung. Der Mülheimer Pylonenpfeiler senkte sich während der Montage der eisernen Überbauten und des Einbaues der Fahrbahn usw. nur um etwa 3 mm. Der zugehörigen Last von 12500 t entspricht bei einer Sohlenfläche $41,3 \times 11,4$ m des Senkkastens eine mittlere Bodenpressung von $\sigma = 2,65$ kg/cm².

Schluß.

Das vorstehend in einigen Einzelheiten beschriebene Bauwerk ist in sehr kurzer Zeit entstanden. Die Auftragserteilung erfolgte am 24. Mai 1927, die Verkehrsübergabe des Gesamtbauwerks am 13. Oktober 1929. Abb. 62 gibt eine Übersicht der wichtigsten Daten der Bauausführung.

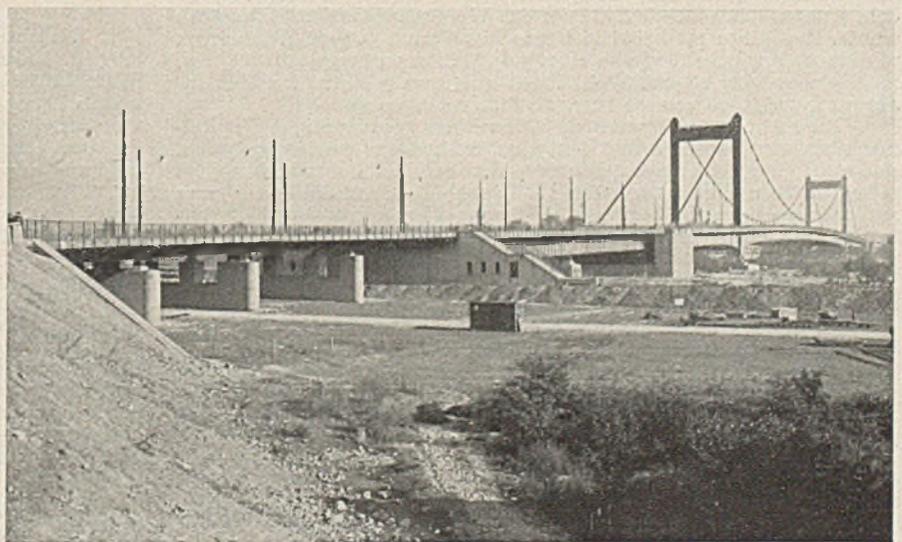


Abb. 64. Gesamtansicht von Vorland-, Flut- und Strombrücke (27. 10. 1929).

wesentlich größer als im endgültigen System. So ist z. B. die Senkung in Brückenmitte infolge einer Mittellast $P_{22} = 1$ t gleich $\delta_{22} = 2,3$ mm, d. h. mehr als doppelt so groß als im endgültigen System.

Eine zweite Belastungsprobe wurde an der fertigen Brücke vorgenommen, nachdem das Mittelgelenk geschlossen und das einfach statisch unbestimmte

Die eisernen Überbauten wurden entworfen und ausgeführt von den Firmen: Gesellschaft Harkort, Duisburg, Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Werk Gustavsburg und Vereinigte Stahlwerke A. G., Abt. Dortmunder Union, Dortmund. Die Lieferung, Reckung und Ablängerung der Trageile erfolgte durch Felten & Guillaume, Carlswerk, A. G., Köln-Mülheim, Entwurf und Ausführung der Unterbauten durch Philipp Holzmann A. G., Frankfurt a. M., und Grün & Bilfinger A. G., Mannheim. Die Bauleitung lag in den Händen der städtischen Brückenbauabteilung Köln-Mülheim.

Dem Leiter der städtischen Brückenbauabteilung, Herrn Oberregierungsbaurat M. Woltmann, Direktor bei der Reichsbahn, sowie den oben genannten bauausführenden Firmen bin ich zu besonderem Dank verpflichtet für die Erlaubnis zur Benutzung des oben wiedergegebenen Materials. Die Photographien von der Baustelle sind von Herrn Vermessungsinspektor Neumann von der städtischen Brückenbauabteilung zur Verfügung gestellt, wofür ich ihm auch an dieser Stelle bestens danke.

Leser, die sich für weitere Einzelheiten, insbesondere über die Unterbauten, rechnerische Untersuchungen für die Strombrücke und Montage interessieren, seien auf die anlässlich der Verkehrsübergabe der Brücke herausgegebene Denkschrift (Verlag W. Ernst, Berlin) aufmerksam gemacht. Mitteilungen über die übrigen Kölner Rheinbrücken sowie über die Vorgeschichte der Köln-Mülheimer Kabelbrücke sind in der am 13. Oktober 1929 erschienenen Festschrift der Stadt Köln zu finden.

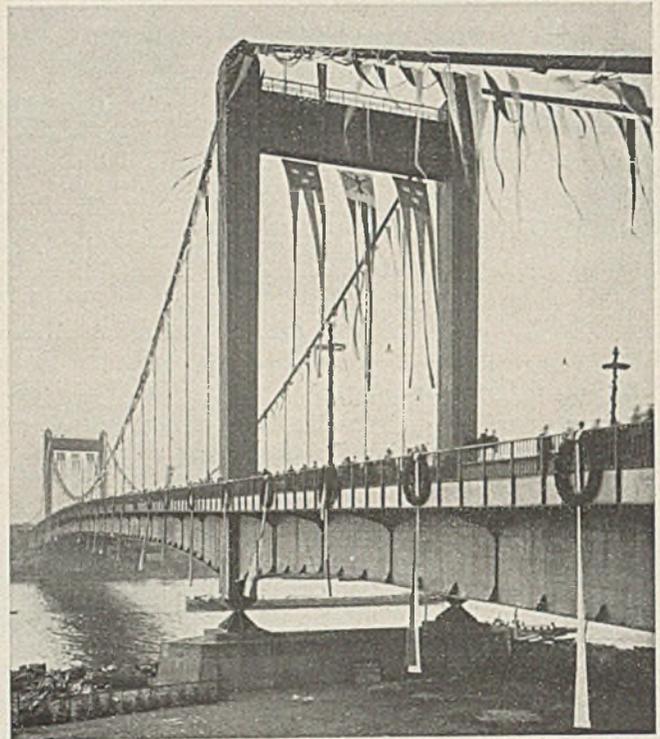


Abb. 65. Festesfreude (13. 10. 1929)

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Konsolidierung der Kommunal Finanzen durch Einschränkung der Bauaufträge. Der Irrtum, daß man zunächst das Versagen des langfristigen Kapitalmarktes als eine nur vorübergehende Erscheinung ansah, hat sich bei den Gemeinden ganz besonders verhängnisvoll ausgewirkt. Die deutschen Städte beschafften sich die großen Mittel, die sie zu Investierzwecken besonders auf dem Gebiet des Wohnungsbaues beanspruchten, in umfangreichem Maße in Form von kurzfristigen Krediten in dem Vertrauen, diese Schulden bald durch eine langfristige Anleiheaufnahme ablösen zu können. Nun sind es aber bereits bald 1½ Jahre, daß die in- und ausländischen Kapitalmärkte den deutschen Kommunen für ihre Anleihen so gut wie gesperrt sind, und das hatte zur Folge, daß ihre kurzfristige und damit sehr hoch verzinsliche Verschuldung geradezu in erschreckendem Maße anstieg. Der Betrag von 1,5—1,8 Milliarden Reichsmark wird als Summe der kurzfristigen Verpflichtungen der deutschen Städte mit Einschluß der städtischen Betriebe angegeben, wovon auf Berlin allein 450 Millionen entfallen.

Diese überstarke Verschuldung der Kommunen ist vor allem auf die außerordentliche Kraftanstrengung zurückzuführen, die in dem letzten Jahre auf dem Gebiet des Wohnungsbaues unternommen wurde. Im Jahre 1928 sind in Deutschland rund 308000 Wohnungen mit einem Kapitalbedarf von etwa 3,25 Milliarden hergestellt worden, nachdem es 1927 284000 Wohnungen mit etwa 3 Milliarden Kostenaufwand und 1926 200000 bzw. 2,4 Milliarden waren.

Nunmehr hat sich unter dem Druck der gegenwärtigen Kapitalmarktlage der Vorstand des Deutschen Städtetages genötigt gesehen, sich mit dem schwierigen Problem der Schuldenkonsolidierung zu befassen. Sein einstimmiger Beschluß geht dahin, auf die Dauer eines am 1. Dezember 1929 beginnenden Sperrjahres auf alle nicht unbedingt notwendigen Investitionsausgaben zu verzichten und eine weitgehende Einschränkung der öffentlichen Neubauten und Wohnungsbauten eintreten zu lassen. Auf diese Weise sollen zunächst die direkten städtischen Ausgaben vermindert werden.

Ferner sollen die Sparkassen mit ihrem Neuzugang an Sparanlagen von monatlich 150 Millionen künftighin zur Konsolidierung der schwebenden Schulden der Städte verstärkt herangezogen werden. An Stelle der kurzfristigen Kreditgewährung und auf Kosten des Hypothekarkredites sollen die Sparkassen sukzessiv langfristige kommunale Umschuldungsanleihen übernehmen.

Hierdurch wird der Wohnungsbau noch im besonderen betroffen werden. Ihm werden neben den Kommunalkrediten auch noch zum Teil die Hypothekengelder der Sparkassen fehlen, die (wiederum auf Betreiben der Kommunen) für die Neubaufinanzierung in wachsendem Maße eingesetzt waren. Im Jahre 1928 hatten diese 750 Millionen erreicht, nachdem sie 500 Millionen im Jahre 1927 und nur 300 Millionen im Jahre 1926 betragen hatten.

Es ist interessant, daß der Kölner Oberbürgermeister Dr. Adenauer bei den Beratungen den Standpunkt vertreten haben soll, eine gewisse Einschränkung des Wohnungsbaues in den nächsten Jahren sei auch rein wohnungspolitisch nützlich, da der Zeitpunkt des natürlichen Endes der Wohnungsnot näher rücke. So dürfte zu erwarten sein, daß die neuen Bauprogramme der Städte, wenn die in ihrer Art als großzügige Selbsthilfefaktion wieder zu einer Besserung der Finanzlage geführt hat, nicht mehr wie bisher sehr einseitig nur an den Bedürfnissen des Wohnungsbaues orientiert sind.

Das Sanierungsprogramm der Kommunen bedeutet den vorläufigen Verzicht auf die weitere Verfolgung jeder expansiven Investitionspolitik. Der nach einer langen Mißwirtschaft der kommunalen Finanzierungspolitik so plötzlich gefaßte Entschluß wird aber nicht nur eine Einschränkung des unmittelbar betroffenen Wohnungsbaues, sondern leider auch aller sonstigen kommunalen Bauten bedeuten und recht fühlbare restringierende Auswirkungen auf die Beschäftigung vieler Firmen und auf den Arbeitsmarkt haben.

Je nach der Gemeinde wird ein rigoroseres, unwirtschaftlicheres Vorgehen oder eine schonende Einschränkung zu beobachten sein.

Die Überwachung der kommunalen Kreditwirtschaft. Die Drosselung der Anleihewünsche und Einhaltung des in dem oben mitgeteilten Entschluß vorgesehenen Sperrjahres sollen durch eine strenge Rationalisierung der Kreditezufuhr geregelt werden. Es ist die Errichtung von Ausschüssen in den einzelnen Ländern und Provinzen beabsichtigt, die aus Vertretern der Kommunalorgane, der kommunalen Kreditinstitute und der Landesbehörden bestehend die gesamten Kreditpläne der Städte, auch soweit es sich um kurzfristige Verschuldung handelt, zu prüfen und zu begutachten haben. Diese Prüfungsstelle müßte wohl schließlich eine gemeinsame Spitze erhalten, der die großen Fälle zuzuweisen wären und die für die Einheitlichkeit der gesamten Kreditgewährung im ganzen Reich verantwortlich zu machen wäre.

Es scheint sich hier um Bestrebungen zu handeln, die Beratungsstelle für Auslandsanleihen, die bis zum 31. Dezember ds. Js. verlängert wurde, durch Organe zu ersetzen, bei denen die kommunale Selbstverwaltung und Eigenverantwortlichkeit stärker als bisher zur Geltung kommen. Über die neu zu schaffende Kontrollorganisation ist noch nicht endgültig entschieden. Daß die Beratungsstelle in ihrer bisherigen Form kein ideales Instrument gewesen ist, wurde niemals von irgendeiner Seite gelegnet.

Transportschäden durch Rangierstöße (s. Bauingenieur 1929, Heft 40, S. 711). Der Reichsverband der Deutschen Industrie ist veranlaßt durch die bei ihm eingegangenen Klagen der Transportschäden durch Rangierstöße, bei der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vorstellig geworden.

Die Reichsbahn-Gesellschaft hat erwidert, daß von ihr auf das Personal dauernd eingewirkt werde, daß durch vorsichtiges Rangieren der Beschädigung von Gütern nach Möglichkeit vorgebeugt wird. Mit Hilfe technischer Fortschritte der letzten Jahre, z. B. Mechanisierung der Rangieranlagen, Verbesserung der Zug- und Stoßvorrichtungen an den Fahrzeugen, sei man weiterhin bemüht, Transportschäden zu verhindern. Die Reichsbahn macht aber darauf aufmerksam, daß vorkommende Beschädigungen sofort mit genauen Einzelangaben der zuständigen Reichsbahndirektion mitgeteilt werden müßten, damit vorgekommene Unregelmäßigkeiten mit Erfolg festgestellt werden können.

Der Reichsverband der Deutschen Industrie empfiehlt, daß die Empfänger von Sendungen nach Möglichkeit alsbald photographische Aufnahmen der beschädigten Güter im Wagennern und etwaiger Beschädigungen der Güterwagen herstellen lassen sowie bei der zuständigen Reichsbahndirektion Tatbestandsaufnahme mit Zeugen beantragen. Diese Beweissicherung sei für die Verkehrtreibenden wichtig, weil in Fällen, in denen die Güter vom Absender verladen worden waren, nach § 83 Ziffer 2 der Eisenbahn-Verkehrsordnung zunächst vermutet wird, daß die Schäden auf mangelhafte Verladung zurückzuführen sind, d. h. dem Absender wird die Beweislast aufgebürdet, daß der Schaden nicht aus der mit der Selbstverladung verbundenen Gefahr, sondern durch Verschulden der Eisenbahn entstanden ist.

Eine neue Halle für die Leipziger Baumesse. Da die im Frühjahr 1929 eröffnete Baumessehalle 19 sich bereits während der Herbstmesse als zu klein erwies und die Platzbestellungen für die am 2. März 1930 beginnende Frühjahrsmesse schon heute über den zur Verfügung stehenden Raum hinausgehen, ist der Beschluß gefaßt worden, von der seit längerer Zeit geplanten neuen Baumessehalle 20 mit 12 000 m² Grundfläche zur Frühjahrsmesse 1930 einen Teilabschnitt im Ausmaße von ungefähr 5000 m² fertigzustellen. Die neue Baumessehalle 20 wird nach ihrer Vollendung die Hallen 19 und 21 miteinander verbinden. In ihrem äußeren Eindruck wird sie der Halle 19 angepaßt, wobei Glas als Baustoff weitgehendste Verwendung finden wird. Ein Mauersockel von 5 m Höhe dient einer 12 m hohen Glaswand als Unterbau, so daß die neue Halle von Licht durchflutet sein wird. Sie ist auf 50 m freitragend gespannt, wobei im Innern der Halle alle Binderstützen unsichtbar sind. Der von Architekt BDA Schiemichen entworfene Halleneubau wird während der Frühjahrsmesse in erster Linie die Abteilung „Innenausbau“, für die besonders zahlreiche Anmeldungen vorliegen, beherbergen.

Hauszinssteuermittel und Bautätigkeit. Dem Staatsrat ist von der preußischen Staatsregierung der Antrag zugegangen, daß die auf Grund eines Landtagsbeschlusses erlassene Rundverordnung vom 9. Februar 1928 betr. Kontrolle der Verwendung der für die Förderung der Bautätigkeit bestimmten Hauszinsmittel für das gesamte Staatsgebiet in Kraft gesetzt werde. Die probeweise Durchführung in den Regierungsbezirken Köln, Königsberg und Schneidemühl hat sich bewährt.

Nach dem Bericht des preußischen Wohlfahrtsministeriums im Jubiläumshft der „Volkswohlfahrt“, das anlässlich des röhjährigen Bestehens des Ministeriums herausgegeben worden ist, finden sich u. a. folgende Mitteilungen über den Wohnungsbauanteil aus den Erträgen der Hauszinssteuer:

Wohnungsbauanteil aus den Erträgen der Hauszinssteuer.	
1924:	8% der Friedensmiete, dann 10%.
1925:	14%.
1926:	18%, dann 20%.
1927:	24%.
1928:	24%.

Hauszinssteuermittel für den Wohnungsbau				
	gemeindlicher Anteil	staatlicher Anteil	je Kopf der Bevölkerung zusammen	in RM
	Mill. RM	Mill. RM	Mill. RM	
1924	196,8	68,2	265,0	9,94
1925	243,3	176,8	420,1	11,01
1926	347,9	155,7	503,6	13,21
1927	395,4	160,6	556,0	14,58
1928	395,4	158,8	554,2	14,53
zusammen bis Ende 1928				
	1578,8	720,1	2298,9	60,27

Zahl der in Preußen 1924—1928 mit Hauszinssteuermitteln errichteten Wohnungen.

1924	von insgesamt	55 276 Wohnungen	13 515 = rund	24%
1925	„	93 263	59 035 =	63%
1926	„	117 300	86 018 =	73%
1927	„	164 779	121 019 =	73%
1928	„	186 771	135 438 =	73%

zusammen von insges. 617 389 Wohnungen 415 025 = durchschnittlich 67%.

Baumeisterberufsbezeichnung. In Nummer 41 des Bauingenieurs haben wir die ablehnende Stellungnahme des vom Wirtschaftspolitischen Ausschuß des Reichswirtschaftsrates gebildeten Arbeitsausschusses zur Frage der Einführung eines gesetzlichen Schutzes

der Berufsbezeichnung für Baumeister, Architekten, Ingenieure usw. mitgeteilt. Nunmehr bestätigt der Wirtschaftspolitische Ausschuß das Gutachten seines Arbeitsausschusses mit folgendem mit 19 gegen 11 Stimmen gefaßten Beschluß:

„Der Wirtschaftspolitische Ausschuß des vorl. Reichswirtschaftsrats bestätigt ausdrücklich die im Arbeitsausschuß gefaßten Beschlüsse in Sachen der Berufsbezeichnung Baumeister usw. Er warnt aus den im Bericht wiedergegebenen grundsätzlichen Erwägungen dringend davor, eine Erweiterung des gesetzlichen Schutzes von Berufsbezeichnungen vorzunehmen; gegen die Aufhebung des § 133 Abs. 2 der RGO. hat er nichts einzuwenden.“

Die Arbeitsmarktlage im Reich. Bericht der Reichsanstalt für die Zeit vom 4. bis 9. November 1929.

Die winterliche Belastung des Arbeitsmarktes nahm in der Berichtswoche weiter zu. So stieg die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger in der versicherungsmäßigen Arbeitslosenunterstützung, die wohl die Bewegung am deutlichsten widerspiegelt, um etwa 60 000 an; am 7. November dürfte sie nahe an 920 000 liegen.

In einigen Bezirken, so in Westfalen, Rheinland, Südwestdeutschland war das Ansteigen der Arbeitslosigkeit noch verhältnismäßig ruhig; in anderen, wie in Schlesien, Sachsen, Mitteldeutschland war das Tempo der Verschlechterung erheblich schneller.

Bisher folgte die Kurve der Arbeitslosigkeit — wenn auch auf höherem Niveau — etwa der Entwicklung des Vorjahrs; der Abstand beider Linien hat sich seit dem Sommer kaum verändert. Ob sich nun diese Mehrbelastung gegenüber dem Vorjahr in den nächsten Wochen verringern oder verstärken wird, läßt sich kaum mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit vorher sehen. Im Vorjahr beunruhigten in der Zeit des Saisonwechsels schwere Arbeitskämpfe den Markt; in diesem Jahr treffen allgemeine Kreditnot und das Sparprogramm der Städte mit der jahreszeitlichen Wende zusammen.

Aus einzelnen Berufsgruppen ist folgendes hervorzuheben:

Der Arbeitsmarkt im Bergbau blieb nach wie vor sehr günstig. Eine geringe Abschwächung erfuhr der rheinisch-westfälische Steinkohlenbergbau, wo die Zugänge von arbeitslosen Bergarbeitern die Vermittlungen leicht überstiegen und der mitteldeutsche Braunkohlenbergbau, wo einige Abraumbetriebe stillgelegt oder eingeschränkt wurden.

Die Industrie der Steine und Erden gab laufend weitere Arbeitskräfte frei. Die Ziegeleien stellten ihre Produktion immer mehr ein; nur wenige Gewerbeten, so die Dachziegelindustrie (Rheinland) und die Klinkerindustrie (Brandenburg) wurden von der Verschlechterung nicht berührt. In den Steinbrüchen und der Kalkindustrie setzte sich die rückläufige Bewegung in mäßigem Tempo fort.

Die Arbeitsmarktlage in der Metallwirtschaft erfuhr in allen Bezirken eine nicht unbeträchtliche Abschwächung. Besonders betroffen sind anscheinend Rheinland und Westfalen; weitere größere Entlassungen sind angekündigt. Auch aus Brandenburg, Schlesien, Sachsen und Mitteldeutschland lauten die Berichte recht ungünstig. Fast alle Zweige der Industrie sind in Mitleidenschaft gezogen, so die Maschinen-, Fahrzeugbau- und Kleinenindustrie. Im Kleingewerbe und Handwerk, soweit vom Baugewerbe abhängig, bestand teilweise noch leichte Aufnahmefähigkeit; im übrigen war die Vermittlung gering und auf Spezialkräfte beschränkt.

Der Andrang der ungelerten Arbeiter stieg weiter an; die Arbeitslosen kamen hauptsächlich aus dem Baugewerbe und der Landwirtschaft.

Im Baugewerbe hat sich der Zustrom an Bauhandwerkern und Hilfsarbeitern verstärkt; hauptsächlich wurden Maurer, Zimmerer, Maler, Bauhilfsarbeiter arbeitslos; auch für Dachdecker und Steinsetzer haben sich die Beschäftigungsmöglichkeiten verringert; für Stukkateure, Ofensetzer und Glaser war die Lage noch verhältnismäßig günstig.

Der erhebliche Zustrom an Bauhandwerkern und -arbeitern bei den Arbeitsämtern hat sich in der Berichtswoche durch die Fertigstellung vieler Bauarbeiten und mangelnde Inangriffnahme neuer Bauten noch verstärkt. Gegenüber den zahlreichen Zugängen Arbeitssuchender ist die Nachfrage nach Kräften im ganzen verschwindend gering.

In Niedersachsen sind 1023, in Mitteldeutschland 2679 Facharbeiter in Zugang gekommen; Mitteldeutschland zählt gegenwärtig bereits 24 367 arbeitslose Fach-, Hilfs- und Tiefbauarbeiter. In Ostpreußen hat sich die Arbeitsuchendenzahl vom 1.—31. 10. 1929 mehr als verdoppelt; sie betrug am 31. 10. 1929 einschließlich Bauhilfsarbeiter 7064.

Unter den örtlichen Ausnahmen von der Gesamtentwicklung ist u. a. der Bezirk Stralsund zu nennen, wo infolge reger Neubautätigkeit von behördlicher und privater Seite sowie infolge Umbaus eines Kinderheimes auf Rügen, bei dem allein 130 Bauhandwerker beschäftigt werden, bei offenem Wetter wahrscheinlich noch für längere Zeit gute Beschäftigungsmöglichkeiten für Bauhandwerker bestehen werden. Abweichungen in beruflicher Hinsicht gelten weiter für Innenarbeiter die überwiegend noch verhältnismäßig günstig beschäftigt sind, während sonst vor allem Maurer, Zimmerer und Maler in großer Zahl in Zugang kamen.

Im Tiefbau konnten in den westfälischen Bezirken Dortmund, (für Straßen- und andere Tiefbauarbeiten) und Olpe noch einige Arbeitereinstellungen erfolgen, wogegen einige andere westfälische

Bezirke größere Entlassungen (unter anderem in Siegen 200 Arbeiter vom Leitungsbau der Ferngasversorgung und im Bezirk Ahaus) verzeichnen. In Mitteldeutschland war der Zustrom von Bauhilfs- und Tiefbauarbeitern im Verhältnis zu Hochbauarbeitern geringer; es war wiederum möglich, unter anderem für Bauarbeiten beim Mittel-landkanal noch eine Reihe Kräfte wieder unterzubringen. In Südwestdeutschland ist die Zahl der in Ausführung begriffenen Tiefbauarbeiten im allgemeinen noch befriedigend; als Notstandsarbeiter werden hier zur Zeit 1909 Mann beschäftigt.

Rechtsprechung.

Bei der Bewertung von Waren nach dem Einkommensteuer-gesetz kann ein Mittelwert zwischen Anschaffungspreis und gemeinem Wert gewählt werden. (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 17. April 1929 — VI A 196 —.)

Zur Feststellung des Einkommens für die Einkommensteuer-erklärung ist für die einzelnen dem Betrieb gewidmeten Gegenstände der gemeine Wert zugrunde zu legen (§ 19, Abs. 1, Eink.-St.-Ges.). An Stelle des gemeinen Werts kann der Steuerpflichtige den Anschaffungs- oder Herstellungspreis unter Abzug der im Gesetz zugelassenen Absetzungen für Abnutzung und Substanzverringerung einsetzen (§ 19, Abs. 2, Eink.-St.-Ges.).

Nach Ansicht des Reichsfinanzhofs ist es zulässig, bei dem Wertansatz einen Wert zwischen dem Anschaffungspreis und gemeinem Wert zu wählen. § 19, Abs. 1 u. 2, Eink.-St.-Ges. enthalten lediglich Begrenzungen der Bewertung. Sie stehen einer Bewertung mit einem Betrage, der hinter dem gemeinen Wert zurückbleibt und den Anschaffungspreis übersteigt, oder umgekehrt, nicht entgegen.

Nur diese Auffassung gewährleistet ein reibungsloses Ermittlungsverfahren, ohne daß die Interessen des Steuerfiskus beeinträchtigt werden, und trägt der Tatsache Rechnung, daß bei den Steuerpflichtigen in der Regel nur mit einer oberflächlichen Kenntnis der Steuer-gesetze gerechnet werden kann. Außerdem ist nicht einzusehen, welches Interesse der Steuerfiskus daran haben sollte, daß genau entweder der Anschaffungspreis oder der gemeine Wert der Veran-lagung zugrunde gelegt werde. Alle Ermittlungen und Rückfragen werden vermieden, wenn auch Mittelwerte zugelassen werden. Es bedarf dann auch keiner Rückfrage, wenn ein Wertansatz unzulässig ist. Ist der Wert zu hoch, so ist er auf den nächstzulässigen herab-zusetzen, ist er zu niedrig, so ist er auf den nächstzulässigen herauf-zusetzen.

Buchbesprechung.

Die Rechtskunde des Ingenieurs und Kaufmanns. Von Dr. jur. R. Blum. Ein Handbuch für Technik, Industrie und Handel. 3. verb. Aufl. Berlin. 1929.

Das in 3. Auflage unter dem erweiterten Titel „Die Rechtskunde des Ingenieurs und Kaufmanns“ erschienene Werk von Ing. Dr. jur. Richard Blum gibt eine gemeinverständliche, erschöpfende und übersichtliche Darstellung aller der Rechtsgebiete, die in das vielgestaltete Berufsleben des Ingenieurs und des Kaufmannes der Industrie und des Handels eingreifen. Nach einer all-gemeinen Rechtskunde, die in manchen Teilen jedoch weit über den Rahmen eines praktischen „Handbuchs für Technik, Industrie und Handels“ hinausgehen dürfte, behandelt der Verfasser in dem als „Besondere Rechtskunde“ bezeichneten 2. Teil seines Buches die eigentlichen Rechtsfragen, die die Praxis an den Ingenieur und tech-nischen Kaufmann heranbringt.

Verfasser zerlegt diesen Teil in 5 Abschnitte. 1. Rechtsverhält-nisse der technischen und kaufmännischen Angestellten. 2. Errich-tung einer Fabrik, eines Speichers, Warenhauses oder sonstiger tech-nischen und kaufmännischen Unternehmungen dienenden Anlagen und Gebäude. 3. Betrieb. 4. Vertrieb. 5. Verschiedenes. Unter letzterem sind aufgezählt: Schiedsgericht, Sachverständige, Haupt- und Nebeninterventionen, Streitverkündung, Einstweilige Verfügung, Werkvertrag, Werklieferungsvertrag, Eigentumsvorbehalt, Sicherungs-überweisung, Pflichten als Schöffe und Geschworener. Ein Stichwort-verzeichnis am Schluß des Buches erleichtert eine rasche und gute Orientierung.

Sicherlich wird das mit großer Mühe und Sorgfalt geschriebene Buch in den Kreisen, für die es bestimmt ist, als praktisches Nach-schlage- und Orientierungswerk begrüßt werden und namentlich dem jungen Nachwuchs als systematische Einführung und instruktives Lehrbuch gute Dienste leisten. Der in Industrie und Handel stehende Jurist wird allerdings, will er sich über einschlägige Rechtsfragen informieren, doch wohl in erster Linie zu den landläufigen, größeren Lehr- und Erläuterungsbüchern greifen, denen das Buch natürlich nicht zur Seite stehen kann und mit denen es auch offenbar nicht in Vergleich gezogen werden will.

Zur Klärung strittiger Rechtsfragen des geschäftlichen Verkehrs ist das Werk mithin nicht geeignet, weil es wegen des in ihm behandelten großen Stoffgebietes auf die einzelnen Rechtsmaterien und in stark zusammengedrängter Form eingehen konnte.

Der Wert des Buches für den angehenden Ingenieur dürfte größer sein, als für den im Geschäft tätigen Fachmann. Tr.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Einladung.

Wir gestatten uns, unsere Mitglieder zu folgenden Veranstaltungen einzuladen:

Am Freitag, den 22. November 1929 3,15 Uhr nachmittag findet eine Besichtigung der neuen Anlagen des Freibades Wannsee statt. Treffpunkt: 3 Uhr nachmittag am Ausgang des Bahnhofes Nikolassee der Wannsee- und Stadtbahn.

Am Montag, den 25. November 1929 7,30 Uhr abends findet im Großen Saal des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 ein

Vortrags- und Ausspracheabend

über das Thema: „Gesichtspunkte für Verhütung von Brandkatastrophen durch bauliche Maßnahmen und Feuer-schutzeinrichtungen“ statt. Vortragende: Herr Mag.-Ober-baurat Lühmann (Städt. Baupolizei Berlin), Herr Branddirektor Dipl.-Ing. Wagner (Zentralamt der Berliner Feuerwehr). Beteiligung an der Aussprache sehr erwünscht!

Am Donnerstag, den 5. Dezember 1929 3 Uhr nachmittag findet eine Besichtigung des Neubaus des Stadtbades in Berlin N 4, Gartenstraße 5/6 statt. Treffpunkt: 3 Uhr nach-mittag vor dem Eingang des Bades. Fahrverbindungen: Straßen-bahnlinien bis Invaliden- Ecke Gartenstraße. U-Grundbahn bis Oranienburger Tor oder Stettiner Bahnhof.

Für die letzte Besichtigung wird Voranmeldung an die Ge-schäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Fernruf: Zentrum 15 200 App. 66) erbeten.

Gäste sind willkommen!

Literaturkartei.

Die Benutzung der in der Geschäftsstelle der Deutschen Gesell-schaft für Bauingenieurwesen vorhandenen, laufend ergänzten Litera-turkartei hat seit ihrem Bestehen erfreulicherweise ständig zugenom-

men. Wir machen erneut unsere Mitglieder auf diese Einrichtung aufmerksam und betonen, daß wir in erster Linie bei der Beantwortung der Anfragen dahin streben, möglichst schnelle und umfassende Aus-künfte zu erteilen, um die Literaturkartei besonders für unsere in der Praxis stehenden Mitglieder zu einem wertvollen Hilfsmittel auszu-bauen. Naturgemäß ist eine genau abgegrenzte Fragestellung für die schnelle Beantwortung sehr wünschenswert. Aus der von der Ge-schäftsstelle über die Literaturanfragen geführten Statistik geht hervor, daß der weitaus größte Teil aller Fragen auf konstruktivem Gebiete liegt. Wir möchten an dieser Stelle ausdrücklich darauf hinweisen, daß in der Kartei auch Veröffentlichungen aus den Gebieten der Bau-maschinen, Kostenberechnungen, des Veranschlagens, der Verdin-gungen, des Baubetriebs, der Wirtschafts- und Rechtsfragen gesammelt werden. Auch hier stehen wir unseren Mitgliedern jederzeit zu Auskünften zur Verfügung und bitten nur, den Anfragen Rückporto beizufügen.

Nachweis von Sachverständigen für sämtliche Fach-richtungen des Ingenieurberufes.

Im Verein deutscher Ingenieure besteht seit längerem ein Nach-weis von Sachverständigen für sämtliche Fachrichtungen des Ingenieur-berufes. Um auch die Sachverständigen des Bauwesens in diesem Nachweis möglichst restlos zu erfassen, ist der VdI an die Geschäftsstelle der Gesellschaft herangetreten mit der Bitte, unsere Mitglieder auf diese Einrichtung hinzuweisen. Insbesondere bitten wir hierdurch nochmals diejenigen unserer Mitglieder, die eine Sachverständigen-tätigkeit ausüben wollen, der Geschäftsstelle dies mitzuteilen, soweit dies nicht bereits geschehen ist, damit die Aufnahme in den Sach-verständigenachweis des VdI erfolgen kann. Der Nachweis ist in Karteiform geordnet, so daß der VdI jederzeit in der Lage ist, Anfragen nach Sachverständigen in kürzester Zeit vollständig und unparteiisch zu erledigen.