

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 22. April 1932

Heft 18

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der Emscherfluß-Kläranlage bei Essen-Karnap.

Von Regierungsbaumeister a. D. Carp, Emschergenossenschaft, Essen.

In den Jahren 1927/28 hat die Emschergenossenschaft eine Kläranlage gebaut, die durch ihre Abmessungen und ihre zum Teil neuen Einzelkonstruktionen für den Bauingenieur bemerkenswert ist. Die Anlage, genannt Emscherfluß-Kläranlage, ist im Januar 1929 in Betrieb genommen worden. Die Veranlassung zu ihrer Errichtung und die klärtechnischen Fragen können an dieser Stelle nur kurz gestreift werden¹⁾.

Es darf als bekannt vorausgesetzt werden²⁾, daß im Emschergebiet der gemeinübliche Gebrauch des natürlich vorkommenden fließenden Wassers bei der Entwicklung des rheinisch-westfälischen Industriegebietes allmählich unmöglich geworden ist und daß die Emscher und ihre Nebenbäche zu Abwassersammlern ausgebaut sind. Der Vorfluter dieses Ent-

beseitigt werden konnte. In umfangreichen Versuchen wurde festgestellt, daß die Aufbereitung des Schlammes zu brennbarem Staub ein gangbarer Weg zu seiner wirtschaftlichen Verwertung sei. Der Heizwert des getrockneten Staubes beträgt etwa 4500 kcal. Er erklärt sich durch die Herkunft der Hauptmengen aus den Kohlewäschen der zahlreichen Zechen und durch den hohen Gehalt an flüchtigen Bestandteilen.



Abb. 1. Lageplan des Emschergebietes.

wässerungsnetzes ist der Rhein. Die Rücksicht auf diesen lebenden Strom bestimmt vorwiegend die Art der Abwasserbehandlung im Emschergebiet. In den ersten Jahren ihres Bestehens, etwa von 1905 bis zum Kriege, hatte die Genossenschaft ihr Hauptaugenmerk auf die Behandlung der häuslichen Abwässer der großen Städte gerichtet, weil diese Abwässer bei der damals erst beginnenden Regulierung der Wasserläufe infolge der Ausuferungen bei Hochwasser und der Ablagerungen von faulnisfähigem Schlamm auf den überschwemmten Flächen die gefährlichsten waren. Später ging sie dann dazu über, in sog. Bachkläranlagen, die an der Mündung einzelner Bachläufe in die Emscher errichtet wurden, auch den industriellen Schlamm, der trotz der vorhandenen Kläranlagen auf den industriellen Werken in die Vorflut gelangte, dem Rhein fernzuhalten. Ein Teil der Bachkläranlagen hatte nur eine beschränkte Lebensdauer, so daß weitere Maßnahmen für die Abwasserreinigung zu treffen waren. Man entschloß sich, die ganze Emscher unter Fortfall aller Bachkläranlagen in einer großen Anlage zu klären. Vorher war jedoch eine wichtige Frage zu lösen. Da die zu erwartenden Schlammengen so groß waren, daß man sie auf die Dauer in der Nähe der Anlage nicht aufstapeln konnte, wie es nämlich bei den übrigen Kläranlagen der Genossenschaft geschieht, mußte vorher ein Weg gefunden werden, auf dem der Schlamm irgendwie

¹⁾ Nähere Angaben s. Prüß, Die Emscher-Kläranlage bei Essen-Karnap, Gesund.-Ing. 1929, Heft 35, 36 und 37.

²⁾ Vgl. Carp, Das Emschergebiet während des Hochwassers Neujahr 1926, Bautechn. 1926, Heft 15.

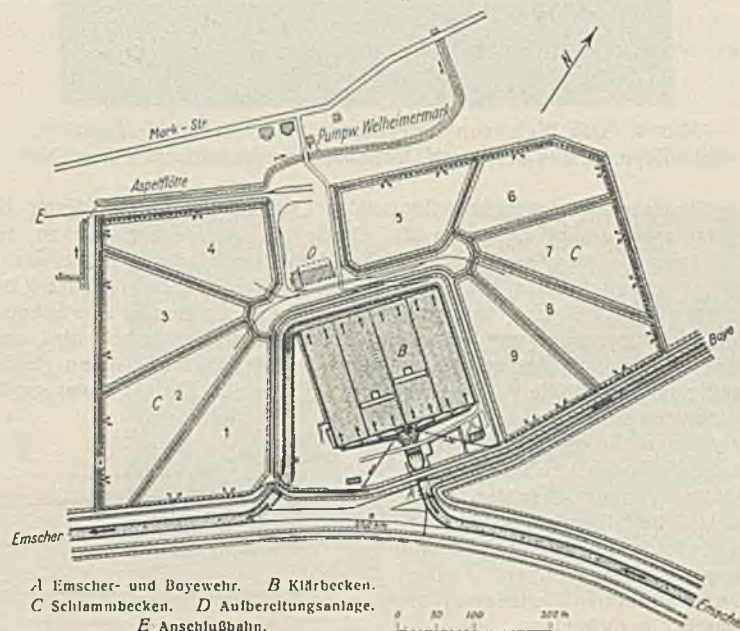


Abb. 3. Übersichtslageplan der Kläranlage.

Wie der Lageplan (Abb. 1) zeigt, liegt die Kläranlage nicht in unmittelbarer Nähe der Mündung der Emscher in den Rhein, wo das gesamte Gebiet erfaßt worden wäre, sondern nördlich von Essen, etwa 20 km von der Mündung entfernt. An die Mündung konnte die Anlage nicht gelegt werden, weil sie ausgeschaltet werden müßte, wenn in Zukunft der untere Teil der Emscher weiter nach Norden verlegt sein wird. An der verlegten Emscher wäre dann eine neue Anlage zu errichten. Die Verlegung wird notwendig wegen der in der Rheingegend immer schwieriger werdenden Vorflutverhältnisse, verursacht durch den Bergbau³⁾.

Die Emscher ist an der Kläranlage ein Fluß mit einer Mittelwasserführung von rd. 10 m³/sek. Die Wassermenge nimmt ab bis auf rund 5 m³/sek und steigt über das gewöhnliche Hochwasser von 30 m³/sek bis zum höchsten Hochwasser von etwa 150 m³/sek. Die Kläranlage ist zur Behandlung aller Mengen bis zum gewöhnlichen Hochwasser eingerichtet. Bei den größten Hochwassern wird die Kläranlage geschlossen, und die Emscher

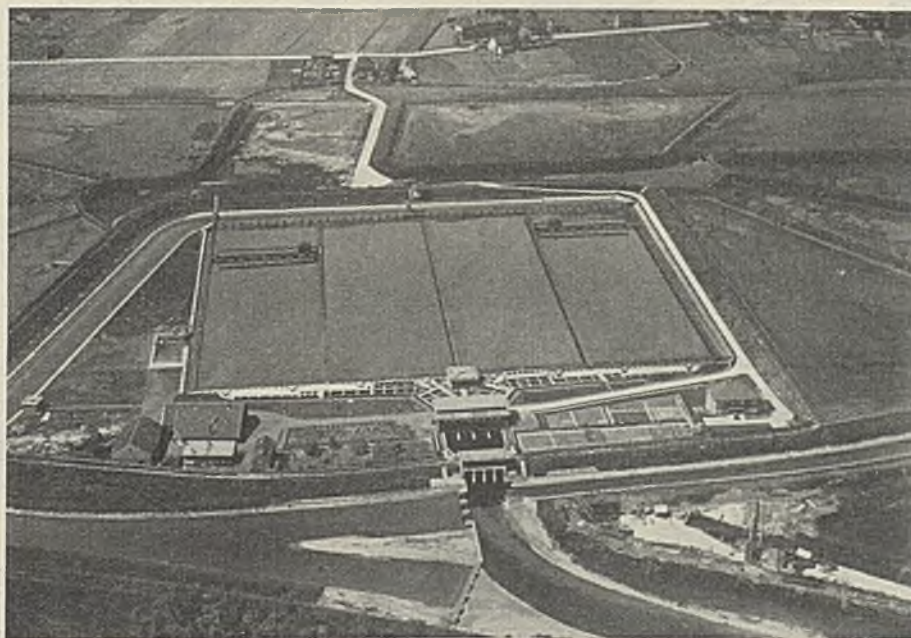


Abb. 2. Luftbild. Im Vordergrund das Wehr, dahinter der Deichverschluß, das langgestreckte Rechenhaus und inmitten der Zulaufrihren das Schlamm-pumpenhaus von quadratischem Grundriß.

³⁾ Vgl. Carp, Das Abwasserpumpwerk Schweißern in Hamborn am Rhein, Bautechn. 1928, Heft 20 u. 21.

fließt ungereinigt, aber unter sehr starker Verdünnung ihres Schmutzgehaltes in den Rhein. Die Mengen besonders schweren Schlammes (z. B. mit Teer beladene Teilchen), die sich bei Niedrig- und Mittelwasser in der Emscher und in den Bachläufen oberhalb der Kläranlage abgesetzt haben, kommen bei steigendem Wasser bald in Bewegung und werden in die Kläranlage gespült, bevor die Anlage geschlossen wird.



Abb. 4. Das Wehr von Unterwasser gesehen. Rechts Emscher, links Boye. Links der durch Dammbalken verschlossene Grundablaß.

Zunächst sei in kurzen Zügen der Lauf des Abwassers durch die Kläranlage verfolgt (Abb. 2 u. 3). Durch ein in der Emscher an der Mündung der Boye errichtetes Wehr (Abb. 4) wird das Emscherwasser dem Deichverschluß im Hochwasserdeich und der dahinterliegenden Kläranlage zugeleitet. Es gelangt zum Rechenhaus, in dem es zum Schutze der Schlammumpfen von den mitgeführten Sperrstoffen befreit wird, und wird danach durch das weitverzweigte System der Zuflußrinnen gleichmäßig auf eine Breite von 200 m verteilt. Nach dem Eintritt in das große Klärbecken setzen sich bei der langsamen Bewegung die Sinkstoffe zu Boden. Zuletzt fällt das geklärte Wasser über die 200 m lange Überfallkante der Ablaufseite in den Abflußgraben, aus dem es durch einen zweiten Deichverschluß wieder in die Emscher zurückgelangt.

Auf dem Gelände der Kläranlage waren starke Bergsenkungen zu erwarten. Infolgedessen ist bei allen Konstruktionen in weitgehendem Maße Rücksicht genommen worden auf die dabei auftretenden Kräfte, die vorwiegend Verbiegungen, Zerrungen und Pressungen der Bauteile zur Folge haben. Senkungen sind schon während der Bauzeit eingetreten und haben inzwischen an einzelnen Stellen ein erhebliches Maß erreicht.

Das Wehr (Abb. 4 u. 5) hat eine Länge von 76 m und besteht hauptsächlich aus einer etwa 10 m unter Gelände bis in den Ton reichenden eisernen Spundwand.

gehalten werden, den Bergsenkungen angepaßt werden. Während der bisherigen Betriebszeit ist dies schon mehrmals notwendig geworden. Die Oberkante liegt ebenso wie die Dammbalkenoberkante im Boyewehr etwa in Höhe des Wasserspiegels, der einer Wasserführung von 30 m³/sek entspricht. Ist dieser Wasserspiegel erreicht und noch weiteres Steigen der Emscher zu erwarten, so werden die Hochwasserschieber geschlossen, und das Wehr wirkt dann zuerst als Überfallwehr und später bei noch höherem Wasserstand als Grundwehr. Der Stau, den es erzeugt, ist gering, zumal die Überfallkante im Verhältnis zur normalen Flußbreite sehr lang ist. Bei höheren Wasserständen ist an der Wasseroberfläche das Vorhandensein eines Wehres durch Augenschein überhaupt nicht festzustellen. Hinter dem Boyegrundablaß ist ein kleines Beruhigungsbecken von 7,20 m Länge (Abb. 6 oben links) angeordnet. Seine Sohle und die geböschten Wände bestehen aus schweren, an Ort und Stelle hergestellten Betonblöcken auf Kiesbettung. Durch die Auflösung in einzelne Blöcke ist Bewegungsmöglichkeit bei Bergsenkungen gewährleistet. Als Abschluß des Beruhigungsbeckens dient eine zweite Spundwand, die während der Bauzeit zusammen mit den seitlichen Spundwänden zur Umschließung der Baugrube diente und später unter Wasser durch Taucher abgeschnitten wurde (Abb. 7). Die Wehrpfeiler haben Tropfenform erhalten.

Das Gelände der Kläranlage und seine Umgebung liegen unter den höheren Wasserständen von Emscher und Boye. Die beiden Wasserläufe sind daher von Deichen eingefafßt, und das in dem Gelände anfallende Wasser wird künstlich durch Pumpwerke gehoben und in die Emscher gedrückt. Sowohl im Zulauf wie im Ablauf der Kläranlage mußten daher Deichverschlüsse angeordnet werden, größere Bauwerke, deren Konstruktion Abb. 6 zeigt. Die Gesamtöffnung ist in vier Öffnungen von je 2,70 m Breite und 2,65 m Höhe aufgeteilt worden, von denen jede durch einen großen gußeisernen Schieber geschlossen werden kann. Je zwei Schieber werden von einem Elektromotor bewegt. Zum Schutze des außerhalb des Klärbeckens liegenden Geländes vor Überschwemmung im

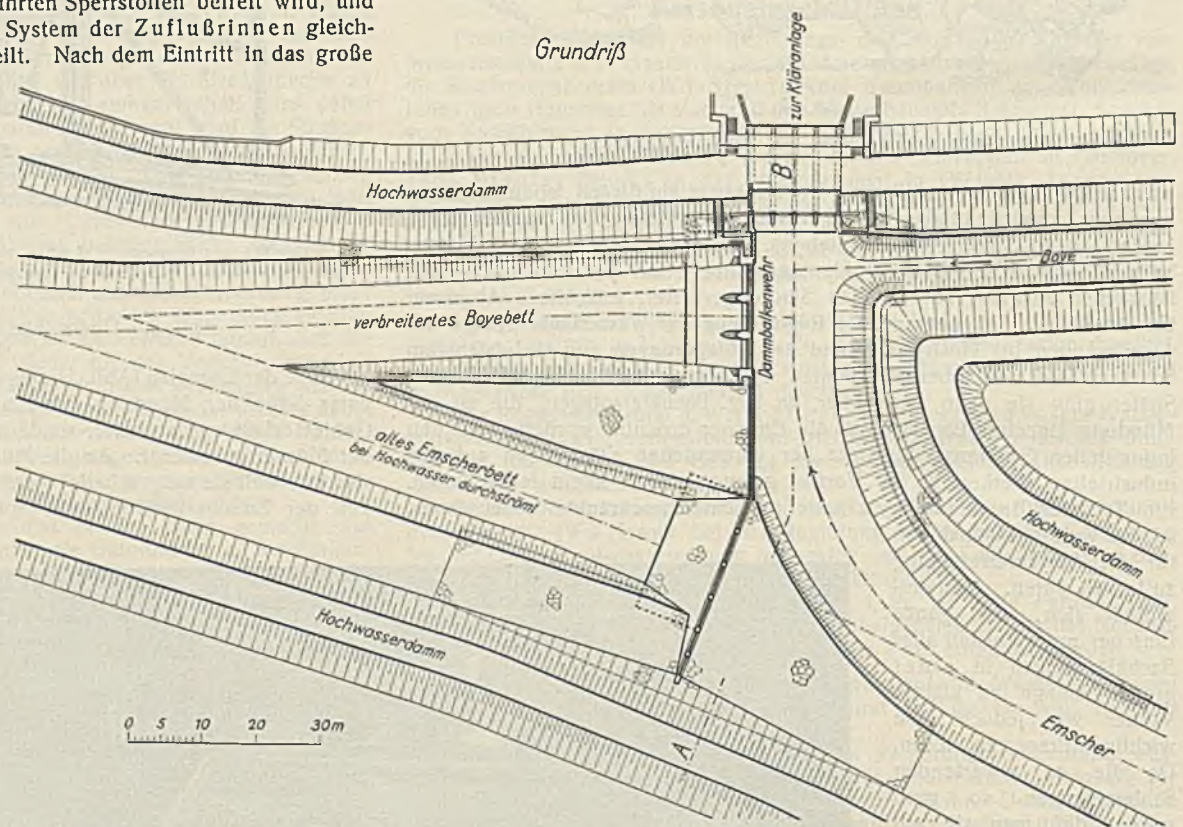


Abb. 5. Grundriß und Längsschnitt des Wehres.

Es sind drei Teile zu unterscheiden: das feste Emscherwehr im alten Emscherbett, der durch Dammbalken verschlossene Grundablaß im Boyebett mit drei Öffnungen von je 4,50 m Breite und der mittlere Teil, der nur bei den höchsten Wasserständen überflutet wird. Die Oberkante des Emscherwehres kann leicht durch Zusatz oder Fortnahme von Eisenbetonbohlen, die von kleinen Eisenbetonpfeilern

Falle des Versagens der Hochwasserschieber ist auch das Klärbecken von einem Hochwasserdamm eingefafßt. Mit Rücksicht auf die Bergsenkungen oberhalb der Kläranlage, die unter Umständen eine Tieferlegung des Wasserspiegels der Kläranlage notwendig machen, ist das Bauwerk um 1,50 m tiefer gegründet worden, als zunächst nötig war, so daß die Vertiefung mit verhältnismäßig geringen Kosten ausgeführt werden kann.

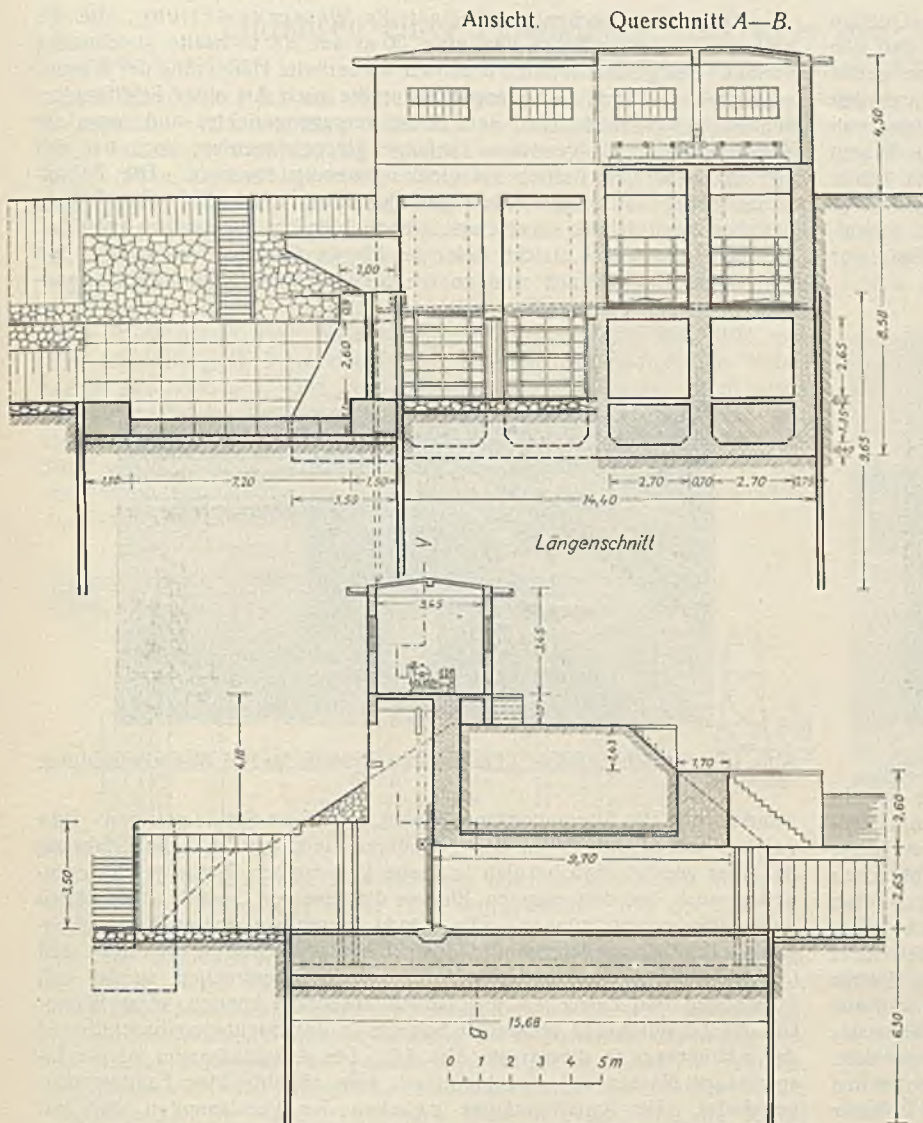


Abb. 6. Quer- und Längsschnitt des Deichverschlusses im Zulauf.

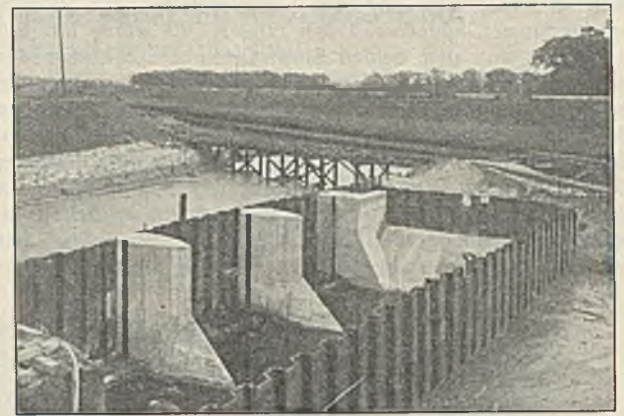


Abb. 7. Baugrube des Grundablasses (Boyewehr).

ist gegen die Einwirkungen des Bergbaues besonders geschützt. Es wurden in der als bekannt vorauszusetzenden Weise³⁾ verschiedene Unterhöhungen des Bauwerks, verursacht durch Bergsenkungen, angenommen. Für die bei diesen Annahmen entstehenden Biegemomente wurde der Durchlaß unter Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen

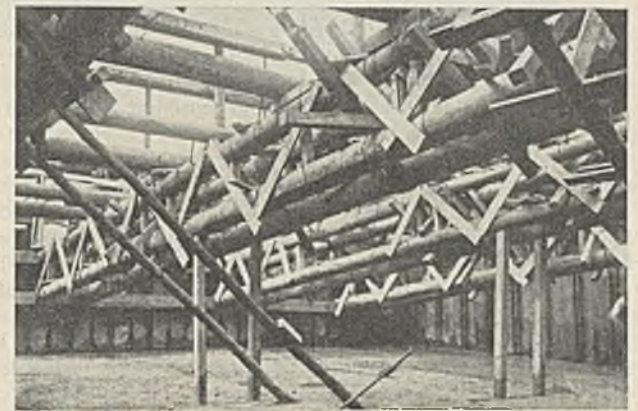


Abb. 8. Absteifung der Spundwand in der Baugrube des Deichverschlusses gegen Hochwasser.

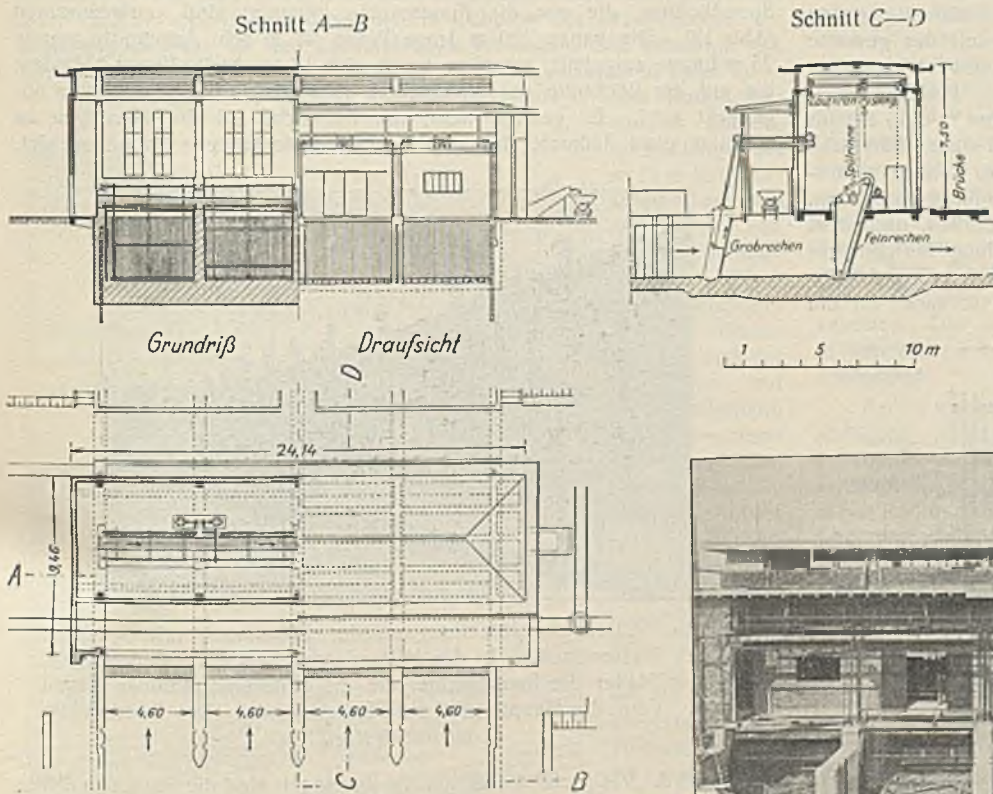


Abb. 9. Rechenanlage.

Der Zwischenraum zwischen den beiden Sohlen ist mit magerem Bimsbeton ausgefüllt, der mit einer 15 cm starken, leicht bewehrten Betonschicht abgedeckt ist. Das Bauwerk

der Bauteile bemessen. Als Haupttragverbindung zur Aufnahme der Momente des rahmenartigen vierfeldrigen Bauwerks bei Unterhöhungen in der Querrichtung dienen die beiden an den Oberseiten liegenden schweren Eisenbetonbalken von 1,70 m Breite bei 2,60 m Höhe und von 0,90 m Breite bei 5 m Höhe (Abb. 6 unten). Die Aufnahme der Biegemomente in der Längsrichtung war bei der großen zur Verfügung stehenden Höhe von rd. 4,5 m ohne weiteres möglich.

Die Baugrube der Deichverschlüsse war während der Bauzeit durch einen Spundwandkasten eingefaßt, dessen Oberkante nach der Emscher hin über dem höchsten zu erwartenden Hochwasser lag. Es durfte unter keinen Umständen der durch

die Spundwand ersetzte Deichschutz versagen. Gegen den im Gefahrfall eintretenden großen Wasserdruck mußte die vordere Wand sehr stark abgestützt werden (Abbild. 8). Diese Einbauten erschwerten die Betonarbeiten naturgemäß sehr, doch konnte man nicht auf sie verzichten. Ein gefährliches Hochwasser trat übrigens nicht ein. Es sei hier erwähnt, daß bei Prüfung der Schieber auf Dichtigkeit durch Anfüllen des Raumes zwischen der

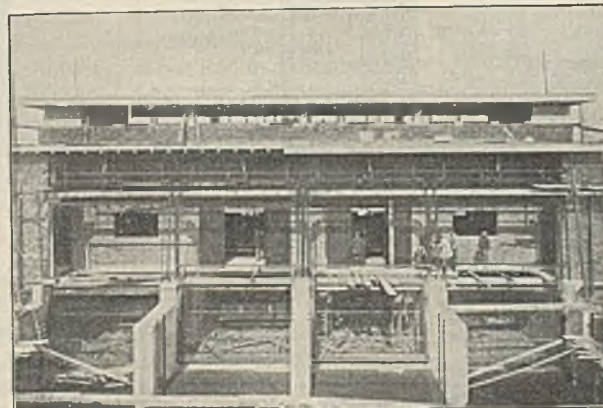


Abb. 10. Das Rechenhaus ist im Rohbau fertiggestellt. Vorn der Grobrechen.

äußeren Spundwand und den Schieberplatten mit Reinwasser Quellen an der inneren Spundwand sich zeigten. Es wurde festgestellt, daß sich der Beton von den beiden Stirnwänden des Spundwandkastens gelöst hatte und daß das unter Überdruck stehende Wasser den Weg durch den porösen Bimsbeton nahm. Als Ursache für das Lösen des Betons von den Spundwänden wurde die Zusammenziehung des über 15 m langen Betonkörpers infolge Temperaturerniedrigung nach Ansteigen des kalten Grundwassers angesehen. Durch Torkretierung wurde die vordere Fuge gedichtet. Nach Fertigstellung des Bauwerks wurde die äußere Spundwand durch Taucher unter Wasser abgeschnitten. Die innere Wand war schon im Trockenen abgebrannt worden.

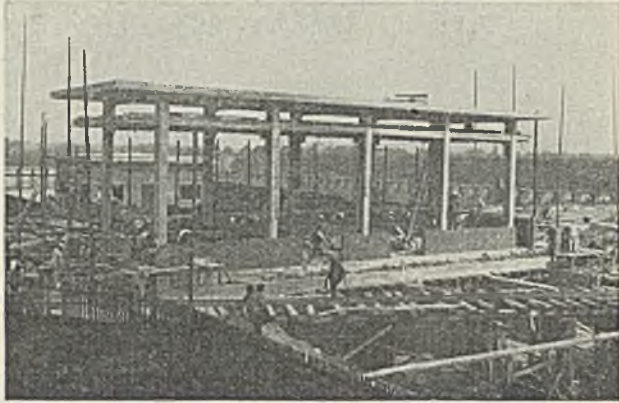


Abb. 11. Eisenbetongerippe des Rechenhauses.

Die hinter dem Deichverschluß angeordnete Rechenanlage besteht aus dem Grobrechen von 100 mm und dem Feinrechen von 20 mm Stabweite. Jeder Rechen besteht aus vier Feldern von je 4,60 m Breite (Abb. 9 u. 10). Alle werden mechanisch gereinigt. Bei dem Grobrechen wird mit einem großen Kratzer mit Hilfe von langen sich drehenden Spindeln die Bewegung nachgeahmt, die ein Mann mit einer Harke beim Reinigen eines Stabrechens macht. Der Feinrechen bietet nichts besonders Bemerkenswertes. Das Rechengut wird bei ihm durch umlaufende Kratzer hochgebracht, in eine im Gefälle liegende Spülrinne abgeworfen und aus ihr von Zeit zu Zeit mit Wasser zu einem außerhalb des Rechenhauses liegenden Becherwerk abgespült, das das Rechengut in Muldenkipper hebt. Das erforderliche Druckwasser wird in einer kleinen selbsttätig arbeitenden Anlage mit einer Kreiselpumpe, die gereinigtes Emscherwasser in unter Luftdruck stehende Kessel fördert, erzeugt. Das Wasser wird auch zum Reinigen der Zulaufrippen, Laufstege usw. nach Hochwasser benutzt. Kadaver und Holzteile werden in einem besonderen Verbrennungssofen verbrannt, der Rest wird zur Zeit vergraben. Später soll das gesamte Rechengut verbrannt werden. Die Menge des Rechengutes ist besonders bei steigendem Wasser nach längeren Trockenzeiten sehr groß. Die Anzahl der antreibenden Kadaver (Hunde, Katzen, Schweine u. dgl.) beläuft sich dann während der ersten Stunden auf 30 Stück und mehr. Sämtliche beweglichen Teile der Anlage, die unter Wasser liegen, können herausgezogen werden. Im Feinrechenhaus ist hierfür ein Laufkran vorhanden. Jede der vier Abteilungen kann außerdem, falls erforderlich, nach dem Absperren durch doppelte Dammbalken mit Lehmfüllung leergepumpt werden. Dem Auftrieb der geleerten Kammer wirkt das Gewicht der gefüllten Abteilungen entgegen. Die Eisenbetonsohle ist daher für die

Hinter dem Rechenhaus beginnt die Wasserverteilung, die die Emscher von einer Breite von etwa 20 m auf 200 m Breite gleichmäßig verteilt. Das geschieht durch mehrfach wiederholte Halbierung der Wasserquerschnitte. Durch Verteilungszungen, die nach Art eines Schiffsruders verstellbar ausgebildet und dem Strom entgegengerichtet sind, kann die Wasserverteilung in gewissem Umfange geregelt werden, doch hat sich dies im bisherigen Betrieb als nicht notwendig erwiesen. Die Zuflußrippen haben durchweg rechteckigen Querschnitt (Abb. 12). Ihre Wände bestehen hauptsächlich aus eisernen Spundbohlen (System Larssen, Profil Ia), die, falls erforderlich, leicht tiefer geschlagen werden können. Bei den schmalen Zuflußrippen sind an die Stelle der wellenförmigen Spund-

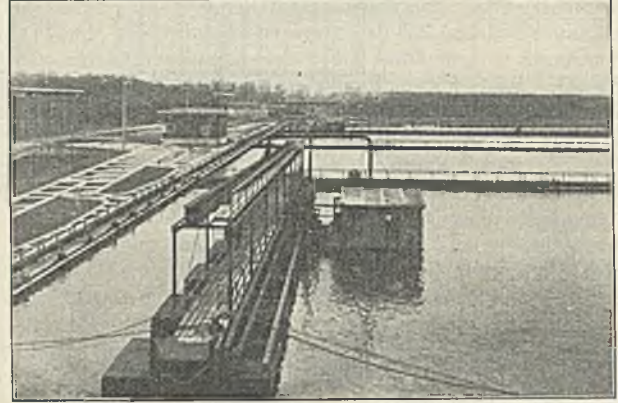


Abb. 13. Schwimmbagger. Links Rinnensystem für die Wasserverteilung.

wandweisen glatte Eisenbetonspundbohlen von 15 cm Stärke getreten. Dies geschah mit Rücksicht auf den geringeren Gefällverlust. Die Erfahrung hat aber gezeigt, daß bei den in Frage kommenden Wassergeschwindigkeiten auch bei den engeren Rinnen die eisernen Spundbohlen hätten verwendet werden können. Die Wände tragen am oberen Ende Eisenbetonholme, die gegeneinander durch Eisenbetonspreizen abgesteift sind (Abb. 13 links). Die Holme sind stellenweise unterbrochen, so daß sich Pressungen und Zerrungen unschädlich auswirken können. Das Wasser tritt zuletzt durch 112 senkrechte Schlitze in der Eisenbetonabschlußwand des Klärbeckens in dieses ein (Abb. 14). Die Abschlußmauer ist zur Ersparnis an Massen auf einzelnen nach vorn abgebochten Fundamenten gegründet. Die Zwischenräume zwischen den Fundamenten sind mit Böschungspflaster bekleidet. Der waagerechte Schub, der von der Hinterfüllung auf die gesamte Abschlußwand ausgeübt wird, wird durch eiserne Spundbohlen, die vor die Fundamente gerammt sind, aufgenommen (Abb. 12). Die ganze 200 m lange Wand ist in acht Abschnitte von je 25 m Länge aufgeteilt, zwischen denen sich 10 cm breite Fugen befinden, die auf der Rückseite der Wand durch senkrechte Eisenbetonbohlen abgedeckt sind. Es genügt nicht, nur Rücksicht auf die Zerrungen zu nehmen, etwa dadurch, daß zwischen die Betonbauteile Pappe od. dgl.

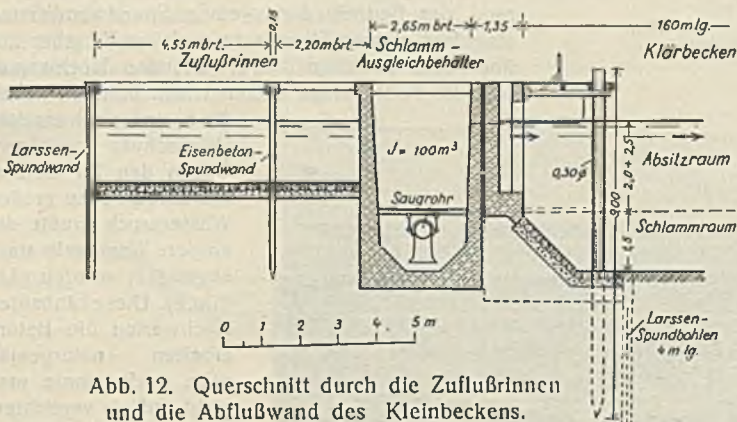


Abb. 12. Querschnitt durch die Zuflußrippen und die Abflußwand des Kleinbeckens.

Aufnahme der hierbei entstehenden Biegemomente bemessen worden. Die bei Bergsenkungen in der Richtung quer zur Wasserströmung entstehenden Kräfte konnten bei der großen Ausdehnung des Bauwerks mit einfachen Mitteln nicht aufgenommen werden. Das Gerippe des Rechenhauses besteht aus Eisenbetonbindern, die die Kranbahnlasten aufnehmen (Abb. 11). Die Zwischenräume sind mit Ziegelmauerwerk ausgefüllt.



Abb. 14. Eisenbetonstützmauer an der Zulaufseite mit Schlitzen für den Wassereintritt. In der Mitte durchgehende Trennungsfugen. Vor der Mauer die Rammpfähle, die die Holzkonstruktionen tragen sollen. Vorn die Hauptstaffel der Wasserhaltung. Die Beckensohle ist unbefestigt.

gelegt wird. Viel gefährlicher als die Zerrungen sind die Pressungen, die insbesondere bei langen Bauteilen den Baustoff ohne weiteres zerstören, wenn nicht den einzelnen Abschnitten eine Näherung oder ein Ausweichen möglich gemacht wird. Die gewählte Anordnung der Fugen hat sich recht gut bewährt, obwohl, wie oben erwähnt, inzwischen starke ungleichmäßige Senkungen der Anlage eingetreten sind. (Schluß folgt.)

Einfahren einer Fußgängerbrücke über den Mittellandkanal in Kkm 59,6 + 80.

Alle Rechte vorbehalten

Von Regierungsbaurath Jessen und Regierungsbauführer Buzengeiger in Wedesbüttel.

In Kkm 59,6 + 80 des Mittellandkanals zwischen den Ortschaften Wedesbüttel und Wedelheine nordöstlich von Braunschweig ist eine Fußgängerbrücke im Frühjahr 1931 errichtet worden, deren Montagevorgang wegen seiner Eigenart Beachtung beanspruchen darf. Die Brücke ist 73 m lang, 2,34 m (von Mitte zu Mitte Hauptträger) breit und überspannt den im tiefen Einschnitt liegenden Mittellandkanal in drei Öffnungen von 12,5 m, 48,0 m und 12,5 m. Das System ist ein vollwandiger Gerberträger mit Gelenken in den Seitenöffnungen. Die Hauptlast wird durch Pendelstützen aufgenommen (Abb. 1). Die vollwandigen Träger aus Baustahl St 37 haben eine Stehblechhöhe in Brückenmitte von 2200 mm, über den Auflagern der Pendelstützen von 2500 mm und an den Widerlagern von 1500 mm. Die Pendelstützen bestehen aus sich nach unten verjüngenden, in der Neigung von 80° stehenden Hauptstielen mit Diagonalverstrebrungen und den Pendellagern aus Stahlguß. Die Gehbahn aus Eisenbeton ist etwa in halber Trägerhöhe angeordnet, so daß die Hauptträger gleichzeitig als Geländer dienen. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 95 t.

bahnwagen abgehoben, auf zwei Montagewagen abgesetzt und sofort miteinander durch Querträger und Windverbände verschraubt. Hierauf wurde das Trägerpaar auf dem Montagegleis an die schon vorhandenen Trägerteile herangefahren, die Stöße verschraubt und die Trägerteile auf Schraubenspindeln abgesetzt (Abb. 3). Auf diese Weise sind sämtliche sieben Hauptträgerpaare zusammengebaut worden. Nachdem die Stöße gerichtet waren, wurden die Stoßlaschen und Gurtungen aufgebracht, die Löcher aufgerieben und die Verbindungen genietet.

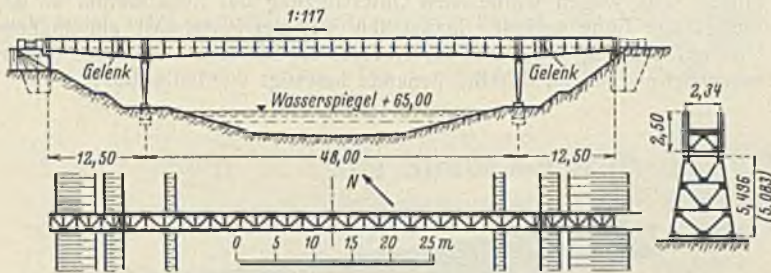


Abb. 1. Darstellung der Fußgängerbrücke.

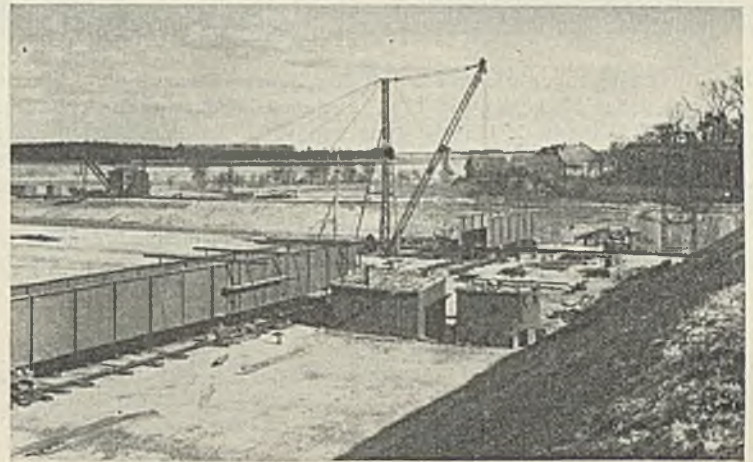


Abb. 3. Ansicht des Montageplatzes.

Die Fundamente der Pendelstützen und die Widerlager waren im Sommer und Herbst des Jahres 1930 fertiggestellt. Mit der Brückenmontage konnte jedoch wegen der beschränkten Baumittel erst im Frühjahr 1931 begonnen werden. Die Erdarbeiten des Kanalabschnitts, in dem die Brücke liegt, waren zu diesem Zeitpunkte bereits beendet und das Wasser im Kanal bis zur endgültigen Spiegelhöhe + 65,00 NN angestiegen. Infolge der geringen Stahlmengen nahm der Unternehmer davon Abstand, ein teures Lehrgerüst auf gerammten Pfählen im Kanal zu errichten. Die Eisenkonstruktion in der Nähe zusammenzubauen und mit einer Schute einschwimmen zu lassen, kam auch nicht in Frage, weil die fertige Kanalteilstrecke noch keine schiffbare Verbindung mit den Nachbarabschnitten hat und geeignetes schwimmendes Gerät nicht vorhanden war. Da auf der linken Kanalseite, in Richtung der Brückenachse, ein günstiges Gelände für den Zusammenbau vorhanden war, entschloß sich der Unternehmer, die Brücke mittels Portalkrans einzufahren (Abb. 2).

Während der Montagearbeit wurden die Vorbereitungen für das Einfahren der Brücke getroffen. Um die freie Öffnung möglichst zu beschränken, wurden auf beiden Seiten an den Böschungen zwischen Widerlager und Stützsockel eiserne Gerüste errichtet. Das Gerüst auf der nördlichen Seite, über das die ganze Brücke später fahren sollte, bestand aus drei Jochen von Peiner Trägern. In der Querrichtung waren die Joche so verstellt, daß ein Joch den ganzen seitlichen Winddruck der Brücke aufnehmen konnte. Die Verstrebrung in der Längsrichtung hatte den Schub beim Vorfahren aufzunehmen. Der Schub war jedoch so groß, daß beim Vorfahren noch besondere Halteselle an den Jochköpfen befestigt wurden, um das Wandern zu verhindern. Die Joche wurden am Kopf durch Längsträger verbunden, die auf gleicher Höhe wie die Widerlageroberkante lagen. Auf den Längsträgern waren wiederum die Schienen zum Vorfahren befestigt (Abb. 8 u. 9). Außerdem waren die Jochstützen so weit entfernt, daß zwischen ihnen nach dem Einfahren die Brücke abgesehen werden konnte. Die Jochstützen auf dem linken Ufer hatten einen größten Druck von 70 t, die am rechten Ufer einen solchen von 25 t aufzunehmen, der durch Schwellenlager auf das Erdreich übertragen wurde. Die Ausbildung des Gerüstes auf der südlichen Kanalseite war der vorigen ähnlich. Gleichzeitig wurden zwischen den Jochen die Pendelstützen montiert, um die Brücke unmittelbar nach dem Einfahren in ihrer endgültigen Lage abzusetzen. Die Joche sind in den Abb. 7 bis 10 zu erkennen.

Anfang März 1931 begann die Brückenmontage. Die Hauptträger wurden einzeln, in Stoßlängen bis zu 12 m fertig bearbeitet, auf dem rd. 8 km entfernten Überladebahnhof Wenden-Bechtsbüttel (nördlich Braunschweig) von der Reichsbahn auf die Förderbahn auf die Förderbahn von 90 cm Spurweite umgeladen und zur Baustelle gefahren. Auf der südlich Wedelheine gelegenen niedrigen Ablagerungsfläche war eine Gleisbahn für die Montage von 70 m Länge hergestellt. Die Hauptträgerteile, die meist paarweise zur Baustelle gelangten, wurden mittels Schwenkmastes von den Förder-

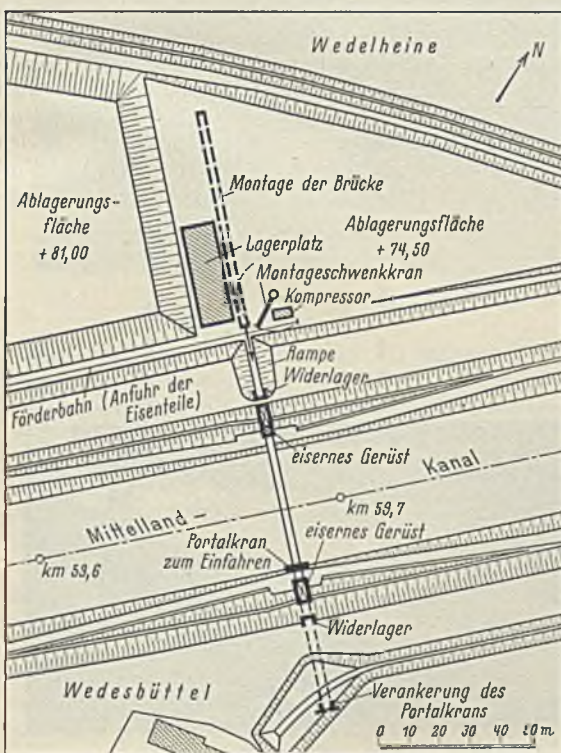


Abb. 2. Lageplan der Brückenbaustelle.

Ferner wurde auf dem südlichen Kanalufer ein Portalmast von 20 m Höhe errichtet (Abb. 4). Der Mast ist in Brückenrichtung drehbar mit Bolzen Gelenken am Fuß gelagert. Der Abstand zwischen den beiden Einzelgittermasten betrug 3,20 m, so daß die Brücke hindurchgeführt werden konnte. Am Kopfende des Mastes befand sich eine Traverse mit Drahtseilrollenanordnung für die Last- und Nackenseile (Abb. 5). Die Drahtseile erhielten 20 mm Durchm. mit einer Bruchfestigkeit von 25 130 kg.

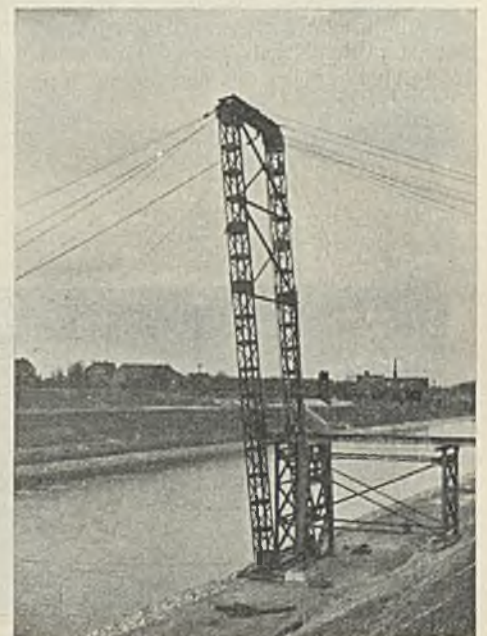


Abb. 4. Der Portalmast.

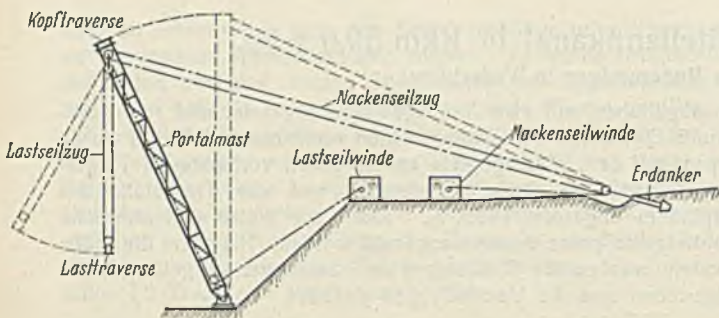


Abb. 5. Schematische Darstellung des Portalastes, der Verankerung und der Vorrichtung zum Heben der Last.

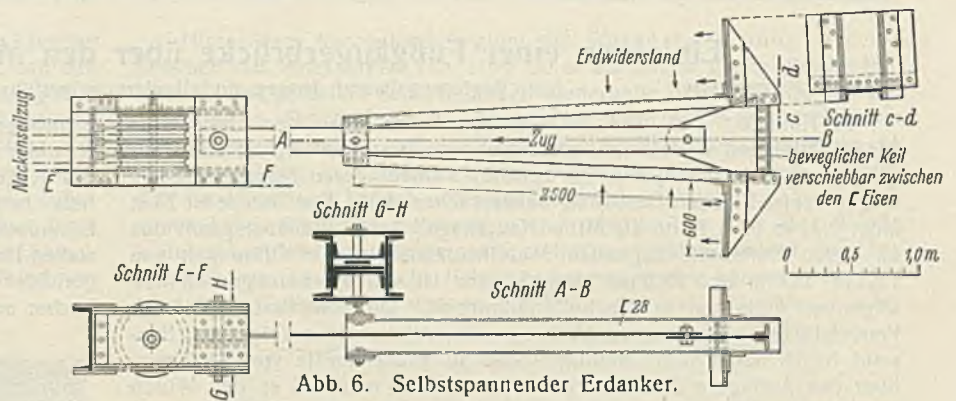


Abb. 6. Selbstspannender Erdanker.

Die Gittermaste hatten als größte Last 30 t, jeder Rollenzug der Lastseile 27 t und jeder Nackenzug 16 t aufzunehmen. Bei ausgelegtem Mast besaßen die Nackenseile eine Neigung von 15°. An dem unteren Ende der Lastseile war eine Traverse befestigt, auf die sich das Brückenende beim Einfahren aufstützte. Jeder Seilzug wurde von je einer Handwinde bedient.

Für die Nackenseilverankerung wurden selbstspannende Erdanker mit je zwei Erdplatten von 60 · 60 cm Größe in die Erde eingegraben (Abb. 5 und 6). Die Bodenpressung betrug an den Platten 2,2 kg/cm².

Hilfsgerüst stand (Abb. 7). Darauf wurde der Wagen um 10 m zurückgesetzt und die Brücke um dieses Maß weiter vorgefahren. Schließlich setzte man den vorderen Wagen etwa 1 m vor den Schwerpunkt der ganzen Konstruktion und fuhr nochmals bis zur Endlage (Abb. 8). In diesem Zustande ragte die Brücke 33 m über die Pendelstütze in die Kanalöffnung hinein. Der Wagen wurde nach Unterstützung der Konstruktion an das rückwärtige Ende verholt. Inzwischen war der Portalmast am anderen Ufer auf 8 m ausgekragt und die Traverse der Lastseile um weitere 5,50 m ausgeschwungen und das Brückenende befestigt worden (Abb. 9).

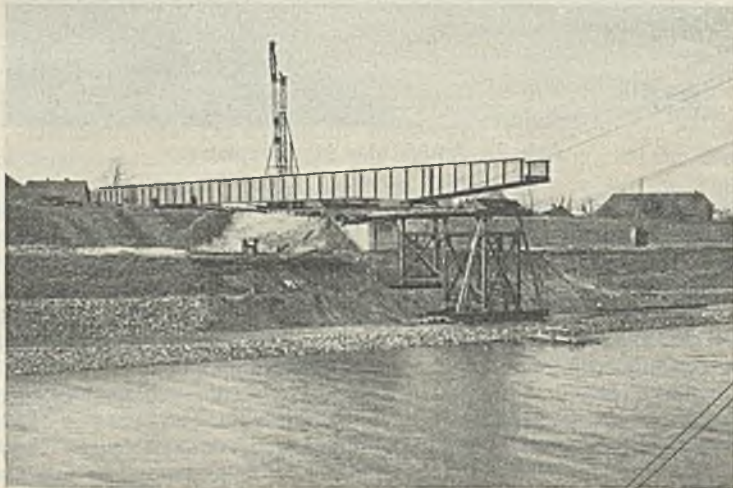


Abb. 7. Die Brücke wird vom Montageplatz auf das Joch gefahren.

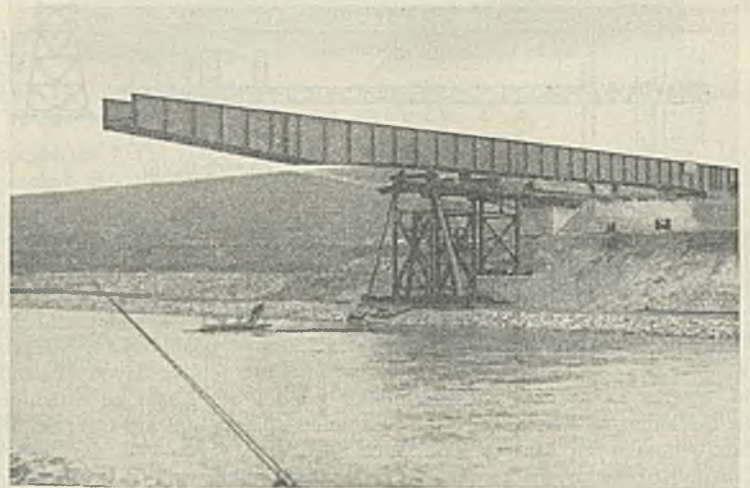


Abb. 8. Die Brücke ist fast bis zur Hälfte vorgefahren.

Ende April waren die vorbereiteten Arbeiten und die Montage so weit fortgeschritten, daß mit dem Einfahren der Brücke begonnen werden konnte. Sämtliche Stöße und Verbindungen der Querträger und des Windverbandes waren fertig genietet. Die beiden Gerbergelenke wurden durch Behelfsaschen am Ober- und Untergurt der Blechträger starr gemacht. Hierauf wurde die ganze Brücke auf zwei Laufwagen abgesetzt, die sich zunächst an den späteren Pendelstützen-Auflagern befanden (Laufwagen s. Abb. 7 bis 10). Währenddessen war das Montagegleis über das nördliche Widerlager auf das eiserne Hilfsgerüst vorgestreckt worden. Mittels zweier Kabelwinden am nördlichen Ufer wurde nun die Brücke so weit vorgezogen, bis der vordere Wagen über dem äußersten Joch des

Am 30. April 1931 begann das eigentliche Hinüberziehen der Konstruktion. Die Lastkabelwinden wurden angezogen, wodurch sich die Brücke von ihrer vorderen Unterstützung auf dem nördlichen Gerüst abhob. Das hintere Ende ruhte auf Laufwagen. Durch die Neigung der Lastseile entstand eine Schubkraft von 3,4 t, die mit Kabelwinden ausgeglichen wurde. Sobald die Lastseile nahezu senkrecht hingen, zog man mit den Nackenseilzugwinden den Portalmast ein, bis die Brücke auf dem südlichen Hilfsgerüst abgesetzt werden konnte (Abb. 10). Der ganze Vorgang spielte sich innerhalb drei Stunden ohne jede Störung ab. In den darauf folgenden Tagen wurde die Brücke durch Wiederholung des Vorganges — Aus- und Einziehen des Portalastes mit gleichzeitigem Frei-



Abb. 9. Das freie Ende der Brücke wird durch den Portalmast aufgefangen.

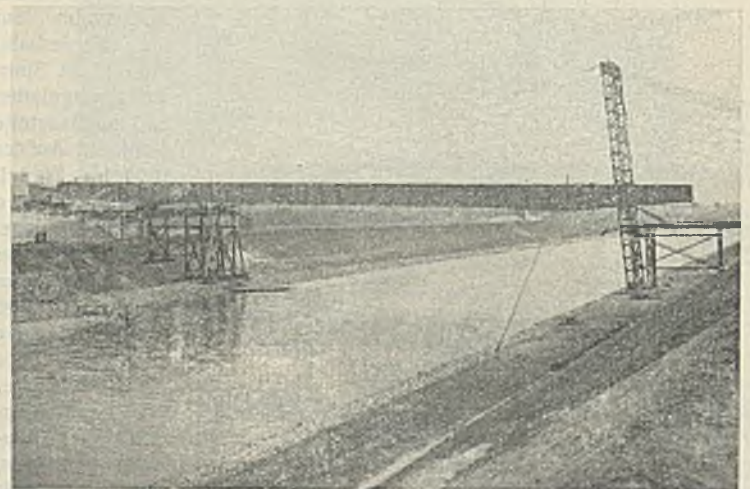


Abb. 10. Die Brücke ist so weit herübergezogen, daß sie auf dem diesseitigen Ufer abgesetzt werden kann.

hängen des Brückenendes — bis zur endgültigen Lage eingefahren. Der hintere Wagen über der nördlichen Pendelstütze wurde entfernt und die Brücke beiderseits auf die Lager abgesenkt. Auf der nördlichen Seite wurden hierfür Druckwasserpressen angesetzt, während auf der Südseite der Portalmast die Absenkung bewirkte. Nach dem Ausrichten der Brücke wurden die Lager untergossen, die Gerbergelenke wieder beweglich gemacht und die Gerüste entfernt. Die fertige Brücke zeigt Abb. 11.

Die von dem Unternehmer angewendete Art der Brückenmontage gestaltete sich wirtschaftlich günstiger als die sonst übliche Anordnung eines geramnten Montagegerüsts im Kanalbett. Da, wie erwähnt, die an der Brückenbaustelle bereits fertige Kanalstrecke noch keine Wasserverbindung mit den Nachbarabschnitten hatte, mußte sämtliches Montagegerät auf dem Landwege (Reichsbahn und Förderbahn) an die Baustelle gebracht werden. Bei Verwendung eines geramnten Montagegerüsts hätten mindestens fünf Joche mit Pfahllängen von etwa 14 m errichtet werden müssen. Das Gerüst allein hätte etwa 32 m³ abgebundenes Holz erfordert. Hinzugekommen wäre noch die gesamte Gerüstdecke mit etwa 500 m² Abdeckbohlen und etwa 25 t Stahlträgern, die als Längs-, Quer- und Belagträger nötig geworden wären. Die Kosten des Gerüsts würden ein-

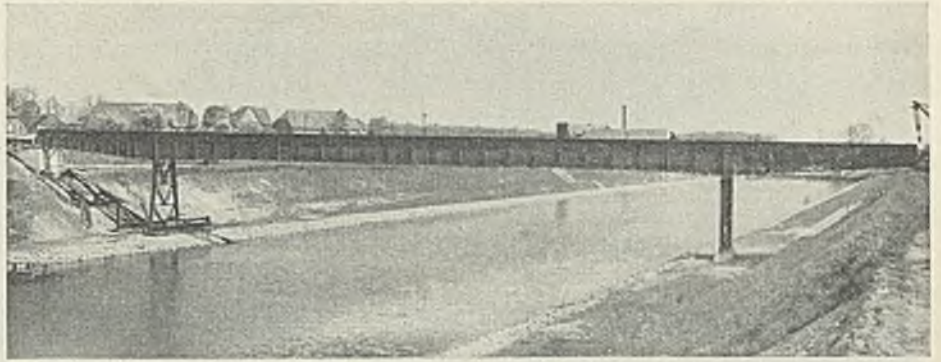


Abb. 11. Die Brücke in ihrer endgültigen Lage. Die Hilfsjoche werden entfernt.

schließlich An- und Abtransport einen Aufwand von etwa 10 000 RM erfordern haben, während die ausgeführte Montageanordnung eine Summe von 4 800 RM beanspruchte.

Lieferung, Zusammenbau und Einfahren der Brücke war der Firma W. Dieterich, Hannover, Eisenhoch- und Brückenbau übertragen. Die örtliche Bauleitung übte die Streckenbauleitung Wedesbüttel des Kanalbauamtes Fallersleben aus.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenunterführung Elbeu unter dem Mittellandkanal.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Schinkel, Duisburg, und Regierungsbaurat Prött, Hoya.
(Schluß aus Heft 15.)

Rammen der Holzpfähle. Die etwa 1600 Pfähle wurden von Gerüsten aus gerammt, die über die ganze Länge der Baugrube fahrbar waren (Abb. 17). Zunächst wurde an jeder Längsseite eine Pfahlreihe geschlagen, dann die nächste Längsreihe und so fort bis zur Mitte hin. Diese Arbeitsweise wurde gewählt, um unter den Seitenwänden des Bauwerkrahmens, wo die stärkste Belastung zu erwarten war, die längsten, d. h. tragfähigsten Pfähle von 12 m Länge zu erhalten. Die kürzeren Pfähle von 10 und 8 m wurden erst abgerufen, wenn man bei den Ramm-

Die Pfahlköpfe wurden mit elektrisch getriebener Säge auf gleiche Höhe abgeschnitten (Abb. 18).

Betonarbeiten. Der Beton für alle Bauwerkteile wurde als Gußbeton eingebracht unter Verwendung von Hochofenzement. Hierzu wurde ein an der ganzen Baugrube entlang fahrbarer Gießturm verwendet. Die auf ihm befindliche Mischmaschine, Bauart Ibag, hatte ein Fassungsvermögen von 1500 l und machte 8 bis 9 Umdreh./min. Sie wurde bei jeder Mischung mit der Menge für 1 m³ fertiger Masse beschickt. Das Mischungsverhältnis der 50 cm starken Sohlenplatte betrug 214 kg Hochofenzement : 17 kg Traß : 586 l Siebsand (0 bis 7 mm) : 398 l Sieb-

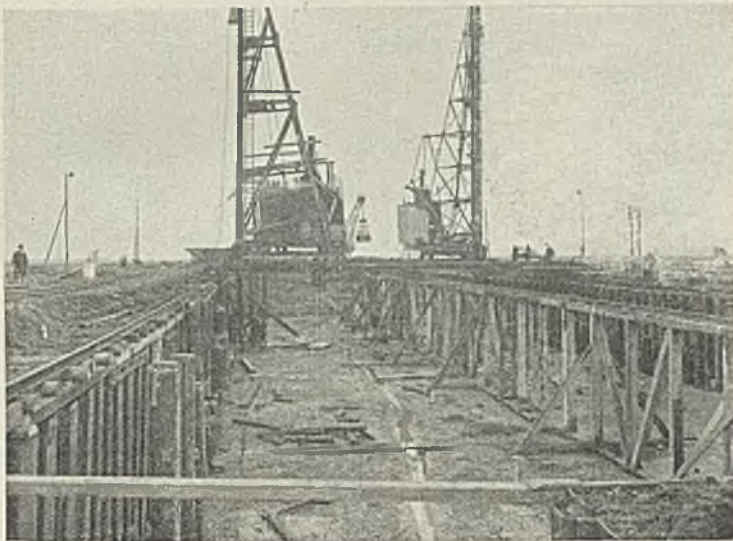


Abb. 17.

arbeiten übersehen konnte, daß die längeren Pfähle in der folgenden Längsreihe nicht mehr auf ganze Tiefe eindringen würden. Auf diese Weise gelang es, mit wenig Verschnitt auszukommen und doch alle Pfähle so tief einzurammen, bis sie nur noch das vorgeschriebene Maß zogen, um nicht gestaucht zu werden. Es wurden in achtstündiger Schicht mit den drei Rammen rd. 133 m Pfahl oder etwa 14 Pfähle gerammt. Als Höchstleistung wurden an einem Tage in drei Schichten 55 Pfähle geschlagen.

Da das Bärgewicht der drei Rammen verschieden war, wurde die Eindringungstiefe, bis zu der die Pfähle noch geschlagen werden durften, verschieden festgesetzt, und zwar auf 2, 3 und 4 m beim letzten Schlag mit einer Fallhöhe von etwa 1,0 m.

Wie vorauszusehen war, trieb der Boden beim Rammen auf, und zwar in der Mitte mehr als an den Seiten. Die Menge des aufgetriebenen Bodens betrug etwa 800 m³, während der Inhalt der in den Boden geramnten Pfähle etwa 1500 m³ betrug. Der zwischen den Spundwänden eingeschlossene Boden wurde also um 700 m³ verdichtet.



Abb. 18.

kles (7 bis 25 mm) : 271 l Siebkies (25 bis 60 mm) : 202 l Wasser oder 1 : 0,1 : 3,4 : 2,3 : 1,6 mit 9,5 Gewichts-% Wasser. Mit Rücksicht auf den weiten Abstand der beiden kreuzweise gelegten Eiseneinlagen (Abb. 19) wurde Siebkies bis 60 mm Korngröße verwendet.

Nach dem ursprünglichen Bauplan war beabsichtigt, den Füllbeton zwischen Spundwand und Rahmen nach Fertigstellung des Rahmens einzubringen. Es zeigte sich aber, daß der vorgesehene Abstand der Spundwand bis Außenkante Rahmen, insbesondere wegen der obenerwähnten Verdrückungen der Spundwand mit rd. 0,3 m zu klein war. Es wäre nicht mehr möglich gewesen, die Schalung für den Rahmen zu stellen und nachher wieder zu entfernen. So mußte also vorweg der Füllbeton hinter einer besonderen Schalung hergestellt werden. Einige Schwierigkeit machte es natürlich, die Schalung zu halten, da der flüssige Beton in der geringen Menge mit erheblicher Steiggeschwindigkeit eingebracht wurde (Abb. 20). Nach der Ausschalung erhielt dieser Beton einen doppelten Inertolanzstrich, während die Sohlenplatte einmal mit Inertol gestrichen wurde.

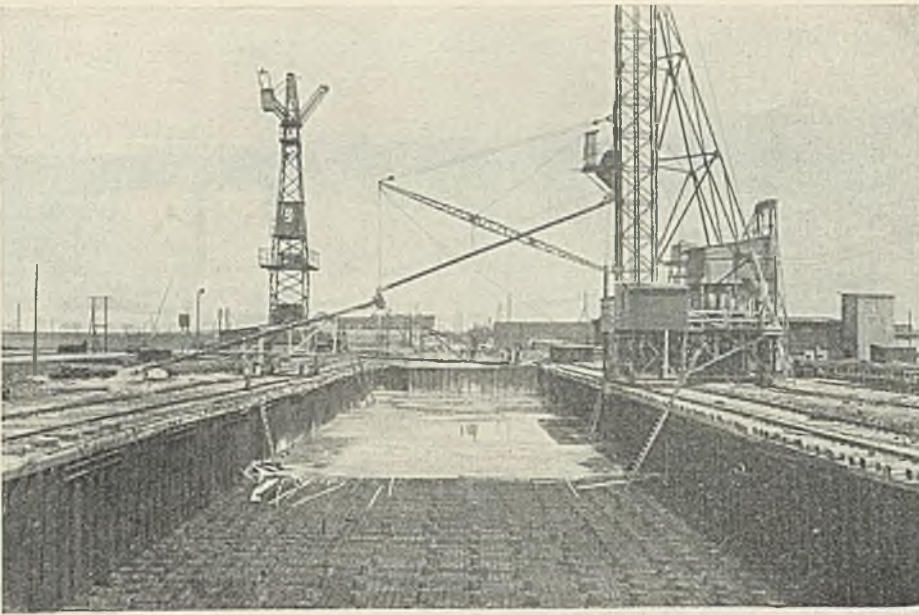


Abb. 19.

Der Bauwerkrahmen wurde, wie im Entwurf vorgesehen, in einzelnen Blöcken von 9,75 m und 7,625 m Länge hergestellt. Das Biegen und Einbauen der bis zu 25 m langen und bis zu 50 mm starken Eisen machte keine Schwierigkeiten. Es zeigte sich, daß diese starken Eisen unbedenklich kalt gebogen werden konnten. Selbst an den starken Krümmungen

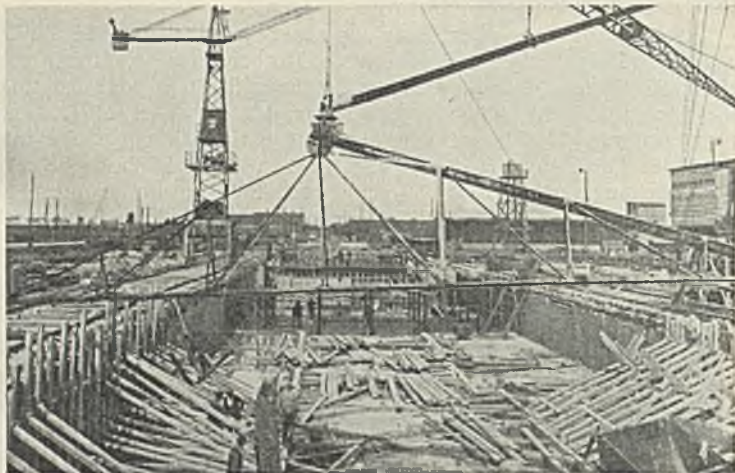


Abb. 20.

der Endhaken blieben die Eisen glatt mit unversehrter Walzhaut und zeigten keinerlei Neigung zum Einreißen. Zum Einbau der Eisen wurde ein Turmdrehkran verwendet. Die Rundeisen in der Sohle und Decke wurden auf eisernen Gerüsten aus \square -Eisen verlegt (Abb. 21), wodurch der Abstand der oberen Eiseneinlagen von den unteren sehr genau eingehalten werden konnte.

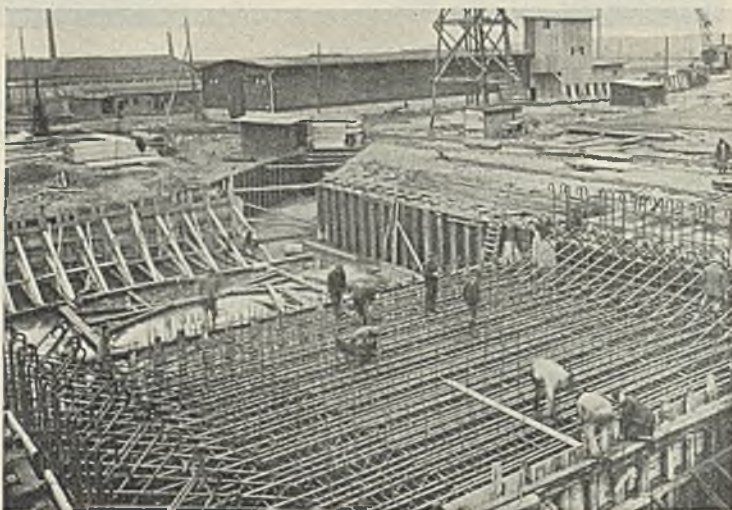


Abb. 22.

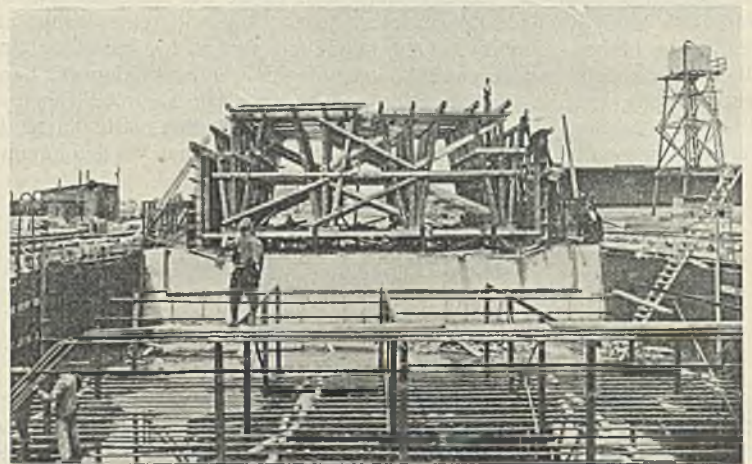


Abb. 21.

Die Verwendung von Rödeldraht zur Verspannung war grundsätzlich ausgeschlossen. Alle Schalwände wurden mittels Rundeisen von je nach der Länge zu bemessender Stärke, jedoch von mindestens 15 mm Durchm. zusammengehalten. Die Bolzenenden waren auf mindestens 4 cm Länge abschraubbar. Die nach dem Abschrauben verbleibenden runden Löcher wurden ausgespült und mit Mörtel ausgefüllt.

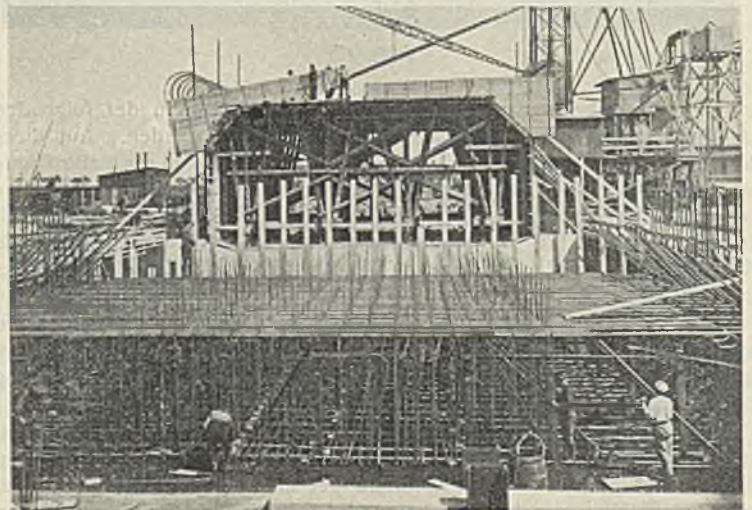


Abb. 23.

Nachdem die Eiseneinlagen in der Sohle und im unteren Teil der Seitenwände bis zu den Stößen der Eisen verlegt waren (Abb. 22), wurde zunächst bis zur Oberkante der unteren Schrägfläche betoniert. Die 1:3 geneigten Schrägflächen wurden ohne Schalung hergestellt. Etwa 24 Stunden nach Beendigung des Betonierens der Sohle wurden die beiden Arbeitsfugen um einige Zentimeter abgearbeitet und vor dem Weiterbetonieren die Flächen gründlich gesäubert. Zur Vermeidung von Kiesnestern wurden über den Arbeitsfugen zunächst einige Mischungen mit etwas weniger groben Zuschlagstoffen verwendet.



Abb. 24.

Für den oberen Teil des Rahmens wurde eine zusammenhängende Schalung aufgestellt, die als fahrbares Schalgerüst ausgebildet zur Beschleunigung der Arbeiten in doppelter Ausführung beschafft wurde (Abb. 23). Die Schalgerüste wurden mit Bauspindeln auf die richtige Höhe eingerichtet. Dabei wurde bei der ersten Verwendung eine Überhöhung von 3 cm, dann eine solche von 2 cm gegeben. Diese Maße haben sich bewährt. Die 30 mm starken Schalbretter waren gehobelt und mit „Schweinsrückenspundung“ versehen (Abb. 24). Diese Art der Spundung hat sich nicht bewährt, da es schon anfangs nicht gelang, eine genügende Dichtigkeit zu erreichen. Besonders zeigte sich dieser Nachteil aber bei wiederholter Verwendung. Eine Schalung mit Nut und Feder ist vorzuziehen.

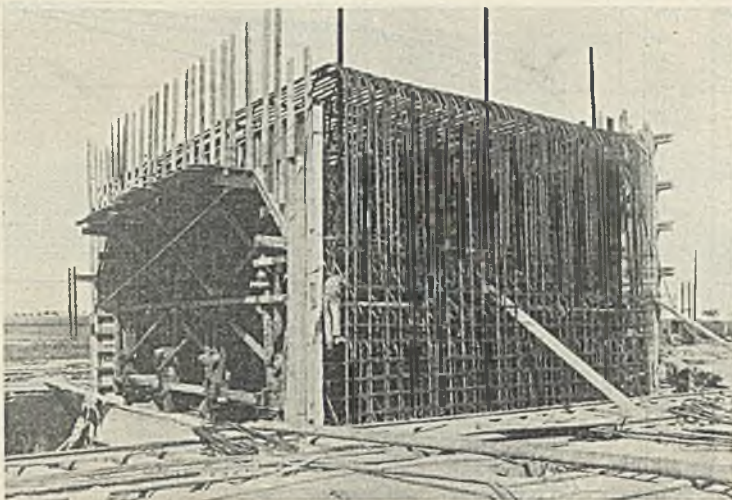


Abb. 25.



Abb. 26.

Um ein gutes Lösen vom Beton zu erreichen, wurde die Schalung mit Öl leicht gestrichen.

Nach dem Verlegen der Eisen in den Seitenwänden (Abb. 25) und in der Decke (Abb. 26) wurden beide in einem Guß betoniert (Abb. 27). Arbeitsfugen entstanden also nur über den unteren Schrägflächen, also an statisch günstigen Stellen, die auch eine zweckmäßige Anordnung der Stöße in den Eiseneinlagen ermöglichten. Die Herstellung eines ganzen

nie mehr als 1 m frei fiel. Um die Rohre ohne Auseinanderbiegen der Eisen einsetzen zu können, war schon beim Entwurf die Eisenbewehrung so gelegt, daß an einzelnen Stellen 15 cm weite Lücken entstanden (Abb. 28). Beim Übergang von einem Trichter nach dem anderen wurde unter der Gleibrinne ein Kübel gehängt, um zu verhindern, daß die Eiseneinlagen mit herumspritzenden Betonresten behaftet wurden. Die einzelnen

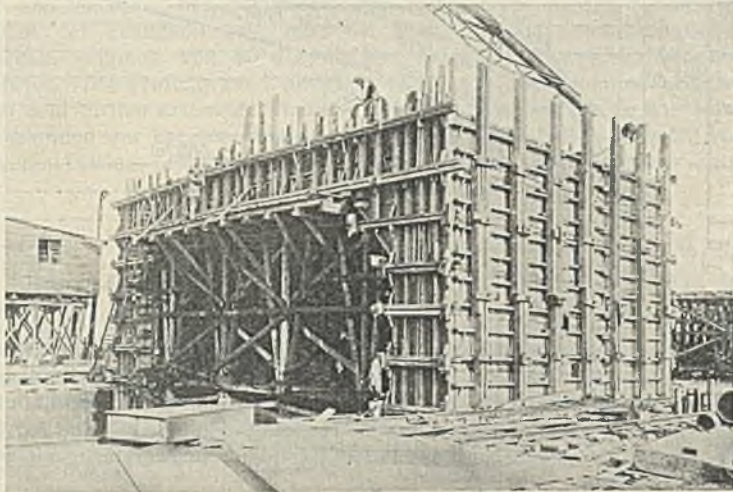


Abb. 27.

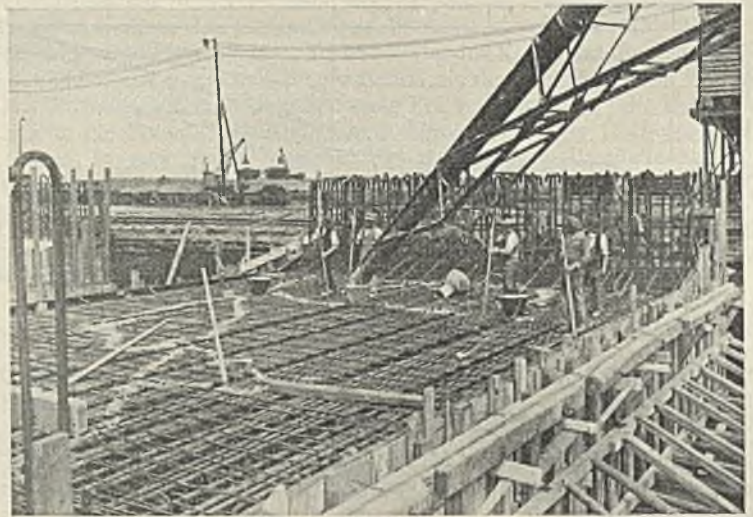


Abb. 28.

Rahmenblocks, bestehend aus Sohle, Seitenwänden und Decke, in einem Arbeitsgang ohne jede Arbeitsfuge ließ sich nicht durchführen, weil vor allem die schwere Eisenbewehrung der Decke nicht einwandfrei getragen werden konnte, bevor die Sohle betoniert und erhärtet war, und ferner, weil unter einer vollständig eingeschalteten Sohle kein einwandfreier Beton auszuführen gewesen wäre.

Der Beton wurde in die Schalung mittels Trichterrohre eingebracht, die nach dem Fortschritt der Arbeiten so verkürzt wurden, daß der Beton

Blöcke wurden mit Zwischenräumen hergestellt, so daß die Fugen einwandfrei ausgeführt werden konnten (Abb. 29).

Das Mischungsverhältnis des Rahmenbetons war 288 kg Hochofenzement : 550 l Sand (0 bis 7 mm) : 647 l Stebkies (7 bis 25 mm) : 202 l Wasser oder etwa 1 : 2,4 : 2,65 mit 9,5 Gewichts-% Wasser. Durch ausgiebiges Stochern des Betons und Klopfen gegen die Schalung wurde ein fehlerfreier und dichter Beton erzielt. Die Eiseneinlagen der Seitenwände waren schon beim Entwurf so gelegt, daß einige Arbeiter bis unten hineinsteigen und dafür sorgen konnten, daß jeder Ansatz zur Bildung von Klesnestern sofort beseitigt wurde.

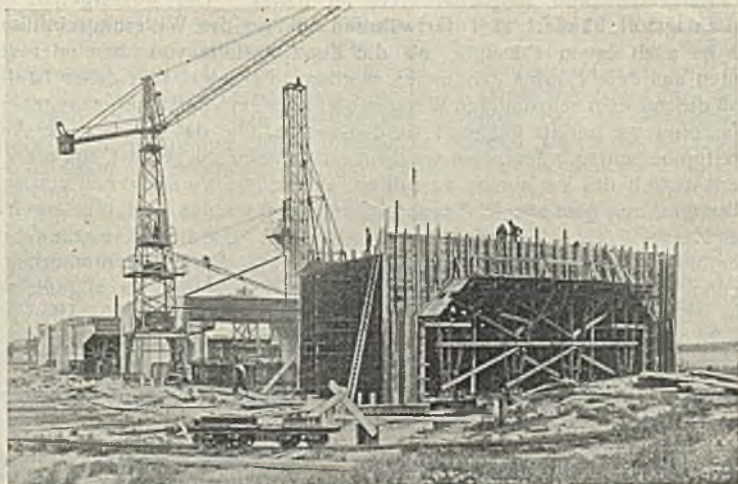


Abb. 29.

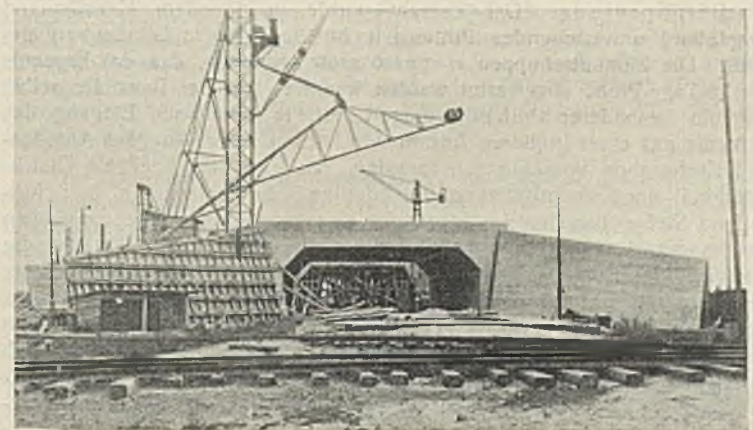


Abb. 30.

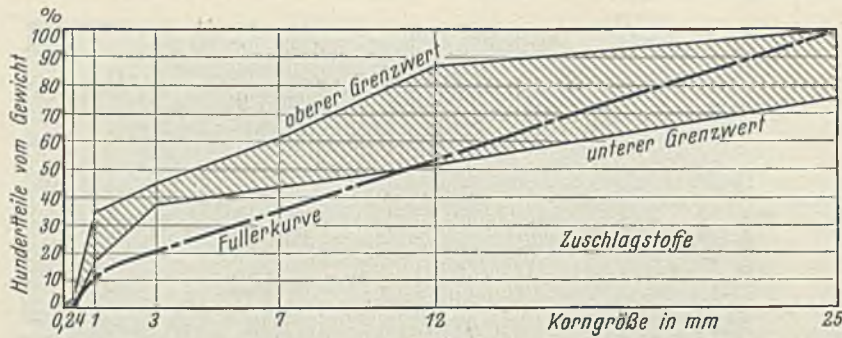


Abb. 31a.

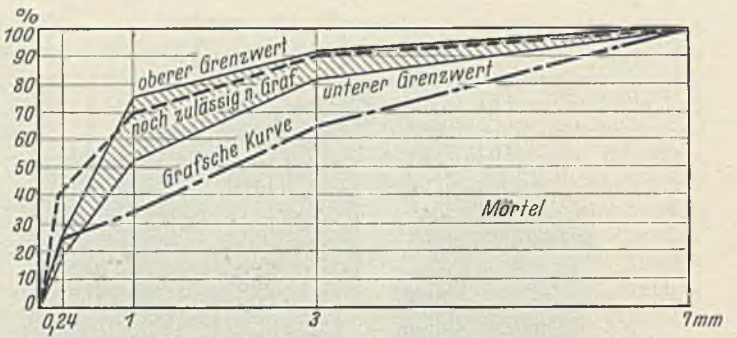


Abb. 31b.

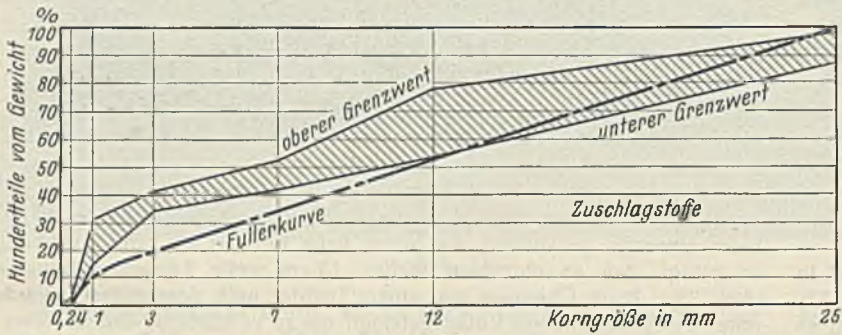


Abb. 32a.

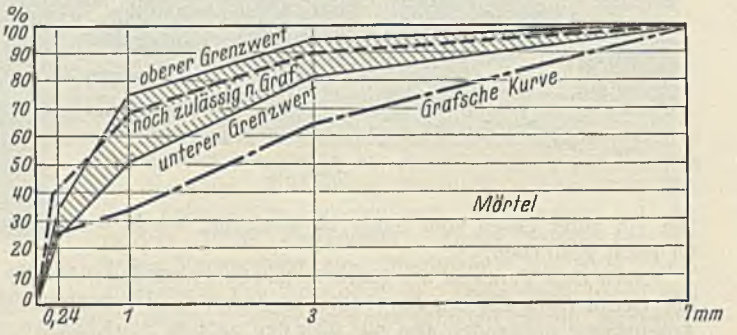


Abb. 32b.

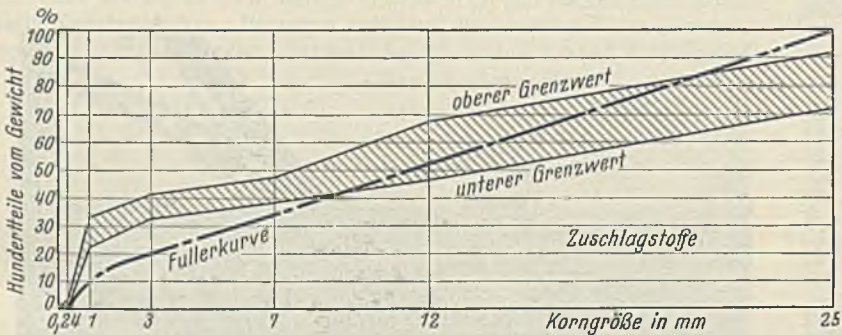


Abb. 33a.

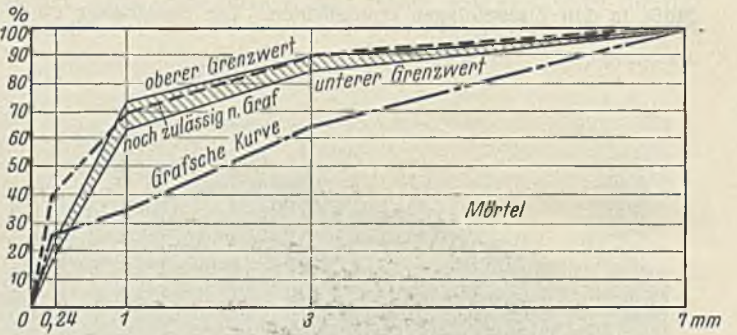


Abb. 33b.

Die Flügelmauern wurden in dem Teil über Gelände als Ganzes eingeschalt und in einem einzigen Arbeitsgang ohne Arbeitsfuge betoniert (Abb. 30). Der Flügelbeton hatte ein Mischungsverhältnis von 189 kg Hochofenzement : 15 kg Traß : 574 l Naturkies (mit rd. 85% Sandgehalt) : 630 l Siebkies (7 bis 70 mm) : 184 l Wasser oder 1 : 0,1 : 3,8 : 4,2 mit 8,8 Gewichts-% Wasser.

Wie bei früheren im Bereich des Kanalbauamts Magdeburg im Gußverfahren errichteten Eisenbetonbauwerken traten auch hier auf der Oberfläche der einzelnen Baublöcke mit Beginn des Abbindens Schrumpfrisse⁴⁾ auf, wenn auch in weit geringerem Maße. Die in der angezogenen Veröffentlichung des erstgenannten Verfassers gegebenen Vorschläge zur Verhinderung von Schrumpfrissen bei fettem Beton, sowie zur Beseitigung der einmal vorhandenen Schrumpfrisse haben sich bei diesem Bauwerk bewährt. Zur Vermeidung von Schwindrissen war eine dauernde Feuchthaltung des fertigen Betons aus einer an der ganzen Baustelle entlang verlegten Wasserleitung vorgesehen. Trotzdem traten bei einigen der nur 9,75 m langen Blöcke in der Mitte der Seitenwände durchgehende Haarrisse auf, während in der Decke nichts von Schwindrissen beobachtet werden konnte.

Betonprüfung. Der Zement wurde in der dem Kanalbauamt Magdeburg unterstehenden Prüfanstalt für Baustoffe in Glindenberg geprüft. Die Zementschuppen waren so groß bemessen, daß das Ergebnis der 28-Tage-Probe abgewartet werden konnte. Auf der Baustelle selbst war ein besonderer Prüfraum eingerichtet, in dem nach Eingang des Zements aus einer größeren Anzahl von Säcken jedes Waggons Abbinde- und Kochproben vorgenommen wurden, um ein Bild über die Gleichmäßigkeit der Zementlieferung zu erhalten. Ferner wurden hier fortlaufend Siebproben der Zuschlagstoffe einzeln und im vorgeschriebenen Mischungsverhältnis gemengt ausgeführt, um einen Überblick über die Stetigkeit der Kornzusammensetzung zu erhalten und rechtzeitig weniger geeignete Baustoffe zu erkennen. Das Ergebnis der Siebproben ist in den Abb. 31 bis 33 neben den Kurven von Fuller und Graf aufgetragen. Man ersieht daraus, daß die Siebresultate von der Fullerkurve erheblich abweichen. Der Siebsand (0 bis 7 mm) wurde aus dem in der Entnahmestelle Barleben für den hohen Kanaldamm gewonnenen Kies-

sand ausgiebt. Der Siebkies (7 bis 25 mm) konnte aus einer in Welsleben bei Schönebeck a. d. E. gelegenen Kiesgrube in vorzüglicher Beschaffenheit bezogen werden. Durch geeignete Zusammenstellung von Siebsand und Siebkies wurde unter Verwendung von 288 kg Westerer Hochofenzement ein Beton von hoher Bauwerkfestigkeit und Dichtigkeit erzielt.

Der Siebsand war nicht frei von Tonbeimengungen. Der durch tägliche Schlammproben ermittelte Tongehalt hielt sich im Mittel auf etwa 4% der Sandmenge, jedoch wurden Schwankungen von 2% bis 8% festgestellt. Da der Siebkies aber nahezu vollständig tonfrei war, blieb der gesamte Tongehalt stets in solchen Grenzen, daß eine Verminderung der Würfel Festigkeit des Betons niemals festzustellen war. Außerdem wurden auf der Baustelle die in der AMB der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft empfohlenen Prüfungen auf Verunreinigungen durch Säuren, humusartige Stoffe, Sulfide und Sulfate durchgeführt.

Besondere Aufmerksamkeit erfordert immer der Wasserzusatz, um den Wasserelementfaktor möglichst klein zu halten. Der Wassergehalt der Zuschlagstoffe ändert sich fortwährend infolge der Witterungseinflüsse. Er ist auch davon abhängig, ob die Zuschlagstoffe von oben oder von unten aus dem Haufen genommen werden. Es zeigte sich daher häufig, daß die mit dem selbsttätigen Wasserregler (System Voglsamer) zugegebene Wassermenge bereits geändert werden mußte, ehe das Ergebnis der Ausbreitprobe vorlag. Trotzdem wurde diese laufend ausgeführt, um die Zuverlässigkeit des Verfahrens zu prüfen. Außerdem wurde immer von dem Mischgut, aus dem die Probewürfel hergestellt wurden, der Wassergehalt der Zuschlagstoffe durch Trocknen festgestellt. Da die Wasserzugabe in der Mischmaschine genau bekannt war, konnte der Wasserelementfaktor genau bestimmt werden. Er wurde beim Eisenbeton im allgemeinen auf 0,68 bei einer Rinnenneigung von 25° bis 30° gehalten. Die Ausbreitprobe wurde immer mit dieser gleichen Betonmischung ausgeführt, so daß es möglich war, deren Zuverlässigkeit zu prüfen. Es ergaben sich dabei häufig trotz gleichen Wassergehalts nicht unerhebliche Abweichungen in den Ausbreitmaßen.

Von je 100 m³ Beton wurden drei Probewürfel mit 20 cm Kantenlänge hergestellt, die nach 28-tägiger normenmäßiger Lagerung abgedrückt wurden. Dabei ergaben sich folgende Werte:

⁴⁾ Bautechn. 1929, Heft 10, S. 167.

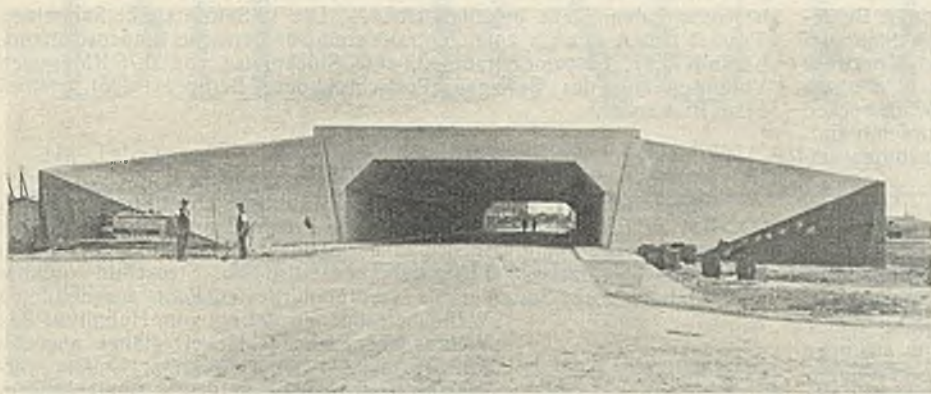


Abb. 34.

	Eisenbeton der Gründungsplatte 1 : 0,1 : 3,4 : 2,3 : 1,6	Eisenbeton des Rahmens 1 : 2,4 : 2,65	Beton der Flügelmauern 1 : 0,1 : 3,8 : 4,2
Größtwert	235	328	154 kg/cm ²
Kleinstwert	126	149	91
Gesamtmittel	178	247	129

Über den Einfluß der Mischdauer auf die Festigkeit des Betons wurden Untersuchungen angestellt. Im allgemeinen wurde das Mischgut $\frac{1}{2}$ min trocken und dann $1\frac{1}{2}$ min naß, insgesamt 2 min, in der 1500-l-Mischmaschine Bauart Ibag gemischt. Die gesamte Mischdauer bei den Versuchen mit dem Eisenbeton des Rahmens 1 : 2,4 : 2,65 betrug 30, 45, 60 und 90 sek. Bei der Mischdauer von 30 und 45 sek konnte ein Abfall der Festigkeit gegenüber der Mischzeit von 2 min festgestellt werden, während von 60 sek ab der Beton etwa gleiche Festigkeit aufwies. Die Prüfung auf Dichtigkeit ergab, daß bei einem Wasserdruck von 3 at in den ersten 24 Stunden und dann von 5 at in den weiteren 24 Stunden nur bei der Mischzeit von 30 sek die Oberfläche der 10 cm starken Platten teilweise feucht wurde. Obwohl damit erwiesen war

daß eine Mischzeit von 1 min genügt haben würde, wurde zur Sicherheit doch durchweg 2 min gemischt, um genügend Zeit zur Verarbeitung des Betons in der Schalung zu behalten. Es hat sich auch hier gezeigt, daß die sachgemäße gute Durcharbeitung des Betons innerhalb der zum Teil mehrere Meter tiefen Schalungen zwischen den Eiseneinlagen nicht mit der erforderlichen Sorgfalt geschieht, um mit Sicherheit Kiesnester zu vermeiden, wenn aus der Mischmaschine fortlaufend die Höchstmenge an gut gemischtem Beton abgenommen werden muß.

Endlich wurden während des Betonierens der Rahmenblöcke und der Flügelmauern Versuche über den Schalungsdruck ausgeführt, über deren Ergebnis an anderer Stelle berichtet werden wird.

Ausführungszeiten und Baukosten. Mit dem Rahmen der Spundwände wurde am 21. November 1929 begonnen. Im April 1930 konnte die Sohlenplatte betoniert werden, und vom 16. Mai bis 30. Oktober 1930 wurden die einzelnen Blöcke des Eisenbetonrahmens gegossen. Jeder Block mußte 21 Tage bis zum Ablassen des Schalungsgerüsts stehenbleiben. Der Umbau eines fahrbaren Schalungsgerüsts dauerte etwa sechs Tage. Im Winter 1930/31 wurden die Rohrkanäle betoniert sowie die verschiedenen Rohrleitungen verlegt. Ende Mai konnte der Verkehr durch die Unterführung geleitet werden (Abb. 34). Bei der Bauausführung mußten rd. 10 300 m³ Boden ausgehoben, 3830 m² eiserne Spundwände (840 m² Profil II, 2990 m² Profil III) und 1500 m³ Pfähle nach Abzug der Abfallenden oder rd. 1600 Stück mit einer Gesamtlänge von rd. 16 000 m geschlagen, rd. 11 650 m³ Eisenbeton mit rd. 1300 t Eisen und rd. 1260 m³ unbewehrter Beton eingebracht werden. Die Gesamtkosten betragen rd. 1 270 000 RM ohne Tondichtung, Böschungspflaster, Sohlenpflaster im Kanal und Bauleitung.

Die Ramm-, Erd- und Betonarbeiten wurden von der Firma Heinrich Butzer, Dortmund, Zweigniederlassung Berlin, ausgeführt. Die Holzpfähle lieferte die Firma G. Barnewitz in Hohen-Lychen, den Hochofenzement lieferte in sehr guter, gleichmäßig hochwertiger Beschaffenheit die Gesellschaft für Zementfabrikation in Westerode a. H.

Vermischtes.

Ewald Genzmer †. Am 1. April d. J. starb im 76. Lebensjahre der Geh. Hofrat, Geh. Baurat Dr.-Ing. ehr. Ewald Genzmer, ehem. Prof. an der Technischen Hochschule Dresden. Er war geboren am 9. Juli 1856 in Bogguschi bei Marienwerder (Westpr.) und besuchte das Gymnasium seiner Heimat und in Dortmund, worauf er an der Technischen Hochschule Berlin studierte. Nachdem er 1885 die Staatsprüfung als Regierungsbaumeister „mit Auszeichnung“ bestanden und den Staatspreis erhalten hatte, war er bis 1892 in Köln unter Josef Stübben und dann bis 1904 als Stadtbaurat in Halle (Saale) tätig. 1904 ging er als o. Professor für Städtebau und Baukonstruktion an die Technische Hochschule Danzig und war darauf von 1911 bis 1925 o. Professor für Städtebau und städtischen Tiefbau an der Technischen Hochschule Dresden. Von der Technischen Hochschule Danzig empfing er 1920 die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber. Er war Ehrenmitglied des Sächsischen Ingenieur- und Architekten-Vereins und Mitglied des Technischen Rates im Sächsischen Ministerium des Innern. Genzmer, der eine Autorität für Städtebau war, die weit über Deutschland hinaus Geltung hatte, hat während seiner langjährigen Lehrtätigkeit zahlreiche wertvolle fachliterarische Arbeiten geliefert, außerdem Bebauungspläne, Entwürfe für Be- und Entwässerungen sowie größere Gutachten für nahezu 100 Städte des In- und Auslandes. Seine neueste Arbeit war das dreibändige Werk: „Wie entwirft man Ortsentwässerungspläne?“

Werkdirektor Dr.-Ing. ehr. Wilhelm Kitz †. Am 16. Februar d. J. starb in München Dr.-Ing. ehr. Kitz, der frühere Direktor des Werkes Gustavsburg, im 66. Lebensjahre. Er war ein geborener Grazer und hat seine Studien an der Technischen Hochschule seiner Vaterstadt im Frühjahr 1889 beendet. Nach zweijähriger Tätigkeit bei der Maschinenfabrik und Brückenbauanstalt Zöptau in Mähren wirkte er $3\frac{1}{2}$ Jahre als Assistent für Brückenbau an den Technischen Hochschulen Graz und München.

Am 1. Januar 1895 trat er in den Dienst der damaligen Maschinenbaugesellschaft Nürnberg (der späteren MAN) ein, der er seine Hauptlebensarbeit über 30 Jahre widmen sollte. Zunächst war er im Konstruktionsbüro für Brückenbau in Nürnberg tätig, übernahm dann die Aufstellung einer Reihe von Brücken- und Hochbauten, leitete hierauf die Werkstätten für Brücken- und Hochbau in Gustavsburg und wurde später mit der Leitung des ganzen Gustavsburger Betriebes betraut.

Kitz hat mit der Hingabe eines ganzen Mannes sich den ihm übertragenen Arbeiten gewidmet. Mit seiner beruflichen Tüchtigkeit und seiner frischen Energie hat er wesentlich zu dem Gelingen der großen, von seinem Werk ausgeführten Bauten beigetragen. Seine Arbeiter verehrten ihn als ihren Führer, und alle, die ihn kannten, werden dem kernigen deutschen Manne mit dem sonnigen Humor ein getreues Andenken bewahren.

Fr. Voss.

Akademie des Bauwesens. Das preußische Staatsministerium hat zu ordentlichen oder außerordentlichen Mitgliedern ernannt bzw. wieder ernannt:

a) zu ordentlichen Mitgliedern: Prof. Seeck, Ministerialrat Dr. med. Dr. phil. Schindowski, Ministerialrat Dammeyer, Reichsbankbaudirektor a. D. Dr.-Ing. Nitze, Prof. Dr.-Ing. Mebes, Prof. Dr.-Ing. Krencker, Magistratsoberratur Köppen, Regierungsbaumeister a. D. March, Ministerialrat Dr. Schmidt, Reg.- u. Baurat a. D. Brodführer, Ministerialdirektor Dr.-Ing. Gähns, Reichsbahndirektor Geh. Oberbaurat Kraefft, Direktor Dr.-Ing. Kreß, Direktor der DRG Dr.-Ing. Anger, Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper, Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck, Prof. Dr.-Ing. Giese, Direktor der DRG Dr.-Ing. Hammer, Ministerialdirektor Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Presse, Präsident des staatl. Materialprüfungsamts Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Otzen, Ministerialrat Burkowitz, Reichsbahndirektor Staeckel, Ministerialrat Paxmann;

b) zu außerordentlichen Mitgliedern: Ministerialrat a. D. Geh. Oberbaurat Dr. h. c. Fürstenau, Ministerialrat a. D. Geh. Oberbaurat Kickton, Geh. Oberbaurat August Schultze, Senator Stadtbaurat Prof. Elkart, Oberbaudirektor Prof. Dr.-Ing. Schumacher, Geh. Rat Prof. Dr.-Ing. Theodor Fischer, Prof. Dr.-Ing. Bonatz, Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Brix, Generaldirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. Schrey, Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. de Thierry, Direktor Geh. Oberbaurat Hoogen, Baurat Dr.-Ing. de Grahl, Baurat Dr.-Ing. Bohny, Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Courtin, Oberbaudirektor Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. Dantscher, Ministerialrat Dr. Holler, Dr.-Ing. Häser, Wasserbaudirektor i. R. Geh. Baurat Kieseritzky, Ministerialrat Dr.-Ing. Krieger, Prof. Dr.-Ing. Mörsch, Direktor Dr.-Ing. Petersen, Direktor Dr.-Ing. Poensgen, Prof. a. D. Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. Rehbock, Generaldirektor Kommerzienrat Dr.-Ing. Reusch, Generaldirektor Dr.-Ing. Reuter, Dr.-Ing. Rummel, Ministerialrat a. D. Staby, Prof. Dr.-Ing. Striebeck, Präsident Abteilungs-vorstand im württemb. Ministerium des Innern Euting, Prof. Dr.-Ing. Gehler, Geh. Baurat Dr.-Ing. Carstanjen.

Der Deutsche Beton-Verein E. V. hielt am 31. März 1932 seine 35. Hauptversammlung in der Technischen Hochschule Berlin ab. Der öffentliche Teil dieser Veranstaltung brachte wiederum, wenn auch in einem dem früher üblichen „Betontag“ gegenüber zeitentsprechend verringerten Ausmaße, eine Reihe fachwissenschaftlicher Vorträge über neuere Bauwerke, bei denen Beton und Eisenbeton eine hervorragende Rolle spielt.

Reg.-Baurat a. D. Henninger gab in seinem Vortrag „Der Bau des Schluchseewerks“ einen Überblick über die in Angriff genommene Ausnutzung der Großwasserkraft des südlichen Schwarzwaldes und die damit verbundenen vielseitigen Bauaufgaben. Der erste Teilausbau des Schluchseewerks¹⁾ erfaßt ein Nutzgefälle von 330 m. Durch Fassung von

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 17.

Quellflüssen wird der natürliche Zufluß des durch eine 33 m hohe Betonstaumauer abgeschlossenen Schluchsees mit 107 Mill. m³ Stauraum wesentlich vermehrt. Ein 6 km langer Druckstollen führt zum Kraftwerk Häusern, das zugleich als Pumpspeicherwerk ausgebildet ist. Unterhalb davon liegt das Ausgleich- und Speicherspeicherwerk dienende Schwarzabecken mit 1,7 Mill. m³ Stauraum, das durch eine 30 m hohe Sperre mit Entlastungshebern angestaut wird. Ein 2,8 km langer, im Vollausschub aufgefahrener Stollen speist das Kraftwerk Eichholz.

Über „Die Druckluftgründung und Betonarbeiten für das Maschinenhaus des Rheinkraftwerks Albrück-Dogern i. B.“ berichtete Dipl.-Ing. Burckas. Bei diesem sechsten der geplanten 13 Werke zur Kraftausnutzung und Kanalisierung des Oberrheins zwischen Bodensee und Basel erforderte das außerhalb des Strombettes liegende Krafthaus eine bis 25 m tiefe Gründung auf den Felsen. Die Baugrube wurde gegen Oberwasser und die Seiten durch einen Betonfangedamm aus neun im Druckluftverfahren abgesenkten Eisenbetonsenkstücken und gegen Unterwasser durch eine Spundwand mit breiter Böschung umschlossen. Die Senkkästen, deren Zwischenräume im Schutze von Spundbohlen ausgebaggert und ausbetoniert wurden, bilden zugleich einen Teil der Gründung des Krafthauses, deren tiefste Stelle rd. 19 m unter dem gehaltenen Grundwasserspiegel lag. Die Betonarbeiten für die drei Turbinenunterbauten sind noch im Gange.

„Der Bau der Großwasserkraftanlage am Dnjepr“ wurde von Dr.-Ing. Enzweiler behandelt. Das unter beratender Mitwirkung deutscher und amerikanischer Firmen von der russischen Verwaltung ausgeführte Bauwerk²⁾ umfaßt hauptsächlich die Errichtung einer 42 m hohen Staumauer, eines Krafthauses für 800 000 PS Leistung und einer Dreistufenschleuse; dabei sind u. a. 1,5 Mill. m³ Fels zu beseitigen und 1,2 Mill. m³ Beton herzustellen. Die Bauausführung erforderte neben außerordentlich umfangreichen Baustelleneinrichtungen Anlagen für die Unterbringung und Versorgung von 25 000 Menschen. Die Arbeiten wurden im ersten Bauabschnitt von beiden Ufern aus in Angriff genommen, während der zweite Bauabschnitt die Herstellung des mittleren Mauerteils umfaßte. Da der Dnjepr bis 22 000 m³/sek Hochwasser führt, waren besondere Arbeitsverfahren und wasserbautechnische Maßnahmen erforderlich. Für die Aufbereitung der Baustoffe, Herstellung und Verarbeitung des Betons war eine beträchtliche Anzahl von Baumaschinen großer Abmessungen eingesetzt.

Reg.-Baumeister a. D. Knör sprach über „Fortschritte in der Anwendung des Preßbetonverfahrens im Ingenieurbau“. Nach einer Übersicht über die geschichtliche Entwicklung des Verfahrens wurden seine Anwendungsmöglichkeiten für die Instandsetzung schadhafter Bauwerke erläutert. Bemerkenswert ist dabei eine neue Arbeitsweise, bei der nicht nur der statische Luftdruck wirkt, sondern durch stoßweise Einwirkung von Druckluft eine weitere Verdichtung des Preßgutes erzielt wird. An Brücken, Schleusen, Tunnels u. dgl., deren Fugenmörtel allmählich zerstört war, wurde die Vorbehandlung und Durchführung des Verfahrens gezeigt. Als Beispiel für eine gleichzeitige Verstärkung wurde die Brücke über die Röder³⁾ vorgeführt. Schließlich wurde auf sonstige Anwendungen von Preßbeton (z. B. für Pfähle) hingewiesen.

„Der Bau der Bleilichtsperrre“ wurde von Reg.-Baumeister a. D. Rudolph in Lichtbildern und Film erläutert. Das zur Anreicherung des Niederwassers der Elbe unterhalb der Saalemündung, zum Hochwasserschutz und für Kraftgewinnung dienende Bauwerk⁴⁾ besteht aus einer 65 m hohen Gußbetonstaumauer und dem Kraft Hause. Die Baustelleneinrichtung war durch die örtlichen Verhältnisse stark beeinflusst. Das Einbringen von 205 000 m³ Beton geschah mittels Gießanlage, bei der Staumauer größtenteils unter Verwendung einer zweigeschossigen hölzernen Betonierbrücke, die auf sieben im Gleitbauverfahren hergestellten und einen Bestandteil der Mauer bildenden Betonpfeilern ruhte. Die Brücke trug fahrbare Betonmischer, von denen aus der Beton durch neuartige Schüttrohre und Gießbrinnen an die Verwendungsstelle geleitet wurde. Die Betriebsaufnahme der Stauanlage ist zum Oktober 1932 zu erwarten.

Dr.-Ing. Finsterwalder zeigte in dem abschließenden Vortrage „Der Bau des Kaischuppens 59 in Hamburg“ eine bemerkenswerte Anwendung der Eisenbetonschalbauweise. Der 330 m lange und 49 m breite, i. L. 7 m hohe Schuppen⁵⁾ ist durch 36 quergestellte Tonnen-gewölbe von rd. 9 m Spannweite überdeckt, die aus einer 5 cm dicken Eisenbetonschale mit beidseitigem Randträger gebildet und durch eine Mittelsäulenreihe unterstützt werden. Nach einem Überblick über Ausbildung und Herstellung der Dachkonstruktion zeigte der Vortragende eine Reihe neuerer Beispiele für die Vielgestaltigkeit und Ausnutzungsmöglichkeit der Schalbauweise, die den Eigenschaften des Baustoffes Eisenbeton nicht nur besonders angepaßt ist, sondern ihm auch in konstruktivem und wirtschaftlichem Wettbewerb mit anderen Bauweisen weitere Anwendungsgebiete erschließt und zu neuartigen Bauformen führt.

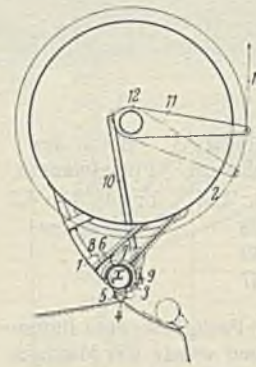
Dr. R.

Ergebnisse des XV. Internationalen Schiffahrtskongresses Venedig 1931. In der Schriftenreihe des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschifffahrt ist soeben in deutscher Sprache die Sammlung der „Ergebnisse des XV. Internationalen Schiffahrtskongresses“ erschienen, an dessen Arbeiten sich auch Vertreter der deutschen Wissenschaft in

hervorragendem Maße beteiligt haben.¹⁾ Die 12 Seiten starke Sammlung (Format DIN A 4) kann vom Zentral-Verein für deutsche Binnenschifffahrt, Berlin NW 87, Klopstockstraße 42, zum Stückpreise von 0,75 RM gegen Voreinsendung des Betrages (Postscheckkonto Berlin 119 885) postfrei bezogen werden.

Patentschau.

Sohlendichtung für ein in der Staulage absenkbares Wehr. (Kl. 84a, Nr. 526 458 vom 8. 11. 1929 von Fried. Krupp Grusonwerk AG. in Magdeburg-Buckau.) Der sich in der Staulage des Wehrkörpers gegen die Sohle abstützende Dichtungsbalken wird im Stauschild drehbar gelagert und z. B. an einer als verdrehungsfestes Rohr ausgebildeten Welle befestigt, an der ein von Hubmittel des Wehres angetriebenes Hebelgestänge angreift.



Im Stauschild 1 einer Walze 2 ist ein verdrehungsfestes Rohr 3 drehbar gelagert, an dem der Dichtungsbalken 4 befestigt ist, der in der Staustellung des Wehrkörpers auf der Wehrsohle aufliegt. Der Dichtungsbalken trägt eine Gummiwulst 5, die beim Absenken des Wehrkörpers auf dem Kopf der Wehrkrone entlanggleitet und die Abdichtung bewirkt. Die Dichtung zwischen Rohr 3 und dem Wehrkörper wird durch ein Federblech 6 bewirkt, das mittels Zwischenstücke 7 an einem am Stauschild 1 angeordneten Dichtungsblech 8 befestigt ist. Am einen Ende des Rohres 3 ist ein Hebel 9 befestigt, mit dem eine Stange 10 gelenkig verbunden ist; das andere Ende der Stange 10 ist an einem Doppelhebel 11 angelenkt, der auf einem gleichachsig zur Walze 2 gelagerten Zylinder 12 befestigt ist und durch ein Seil 13 geschwenkt werden kann. Zwecks Absenkens des Wehrkörpers wird das Seil 13 nachgelassen. Unter dem Druck des Oberwassers wird Rohr 3 mit dem Dichtungsbalken 4 im Sinne des Pfeiles x in die strichpunktierte Stellung gedreht, so daß der Wehrkörper abgesenkt werden kann. Durch Anziehen des Seiles bei abgesenktem Wehrkörper wird die Gummiwulst 5 fest gegen den Kopf der Wehrsohle gedrückt und dadurch eine gute Abdichtung erzielt.

Personalmeldungen.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Momber (beurl.) ist an das Wasserbauamt in Oppeln versetzt worden.

Der Regierungs- und Baurat (W.) Kiesow bei der Wasserbaudirektion in Stettin ist gestorben.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauauführer Otto Beiche und Hermann Seemann (Wasser- und Straßenbauamt).

Baden. Der Regierungsbaurat Hermann Lohr beim Kulturbauamt Karlsruhe ist auf Ansuchen in den Ruhestand versetzt worden.

Bayern. Vom 1. April 1932 ab werden in etatmäßiger Weise ernannt: der mit Titel und Rang eines Oberregierungsrates ausgestattete Regierungsbaurat 1. Kl. bei der Regierung der Oberpfalz und von Regensburg Ludwig Baumann zum Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Ansbach; der Regierungsbaurat 1. Kl. bei der Regierung der Oberpfalz und von Regensburg Friedrich Wüst zum Bauamtsdirektor und Vorstand des Landbauamtes Ansbach.

Sachsen. Die Regierungsbauauführer Schneider, Stotko, Geller, Happ und Zenker erhielten den Titel „Regierungsbaumeister“.

Der Regierungsbaurat Kummer beim Landbauamt Leipzig ist in den dauernden Ruhestand versetzt worden.

Württemberg. Bei der im Dezember 1931 bis Februar 1932 abgehaltenen Staatsprüfung im Bauingenieurfach sind die nachstehend aufgeführten Prüflinge für befähigt erklärt worden: Hugo Bälz aus Bietigheim, Oberamt Besigheim, Otto Bartholomäi aus Göttelfingen, Oberamt Freudenstadt, Paul Buhler aus Stuttgart, Dr.-Ing. Adolf Fischer aus Freiburg i. B., Alfred Ganzenmüller aus Gmünd, Walter Klein aus Stuttgart, Ulrich Leibbrand aus Tsingtau (China), Ludwig Linn aus Dannenfels (Rheinpfalz), Karl Löffler aus Gammertingen (Hohenzollern), Hans Maier aus Lauterburg, Oberamt Aalen, August Mettler aus Detta (Rumänien), Ernst Müller aus Stuttgart, Jorge Rieckmann aus Campinas (Brasilien), Wilhelm Steinle aus Ulm a. d. Donau, Walter Zwißler aus Ludwigsburg. Sie haben die Bezeichnung „Regierungsbaumeister“ erhalten.

¹⁾ Die Ergebnisse des Kongresses bezüglich der Verteidigung der Küsten gegen das Meer sowie bezüglich der Binnenhäfen sollen erörtert werden in zwei demnächst in der Bautechn. erscheinenden Abhandlungen.

INHALT: Der Bau der Eisenerfluß-Kläranlage bei Essen-Karnap. — Einfahren einer Fußgängerbrücke über den Mitteländkanal in Kkm 59,6 + 80. — Die Straßenunterführung Elbe unter dem Mitteländkanal. (Schluß.) — Vermischtes: Ewald Genzmer f. — Werkdirektor Dr.-Ing. ehr. Wilhelm KHz f. — Akademie des Bauwesens. — 35. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. — Ergebnisse des XV. Internationalen Schiffahrtskongresses Venedig 1931. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 27; 1931, Heft 55.

³⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 2.

⁴⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 48.

⁵⁾ Vgl. Bautechn. 1932, Heft 15.