

DIE BAUTECHNIK

Alle Rechte vorbehalten.

Der Allerdüker unter dem Mittellandkanal.

Von den Regierungsauräten Garbe in Oebisfelde und Krueger in Vorsfelde.

Allgemeines. Der Mittellandkanal kreuzt bei Kanal-km 81,525 den Lauf der Aller. Da ihr mittlerer Wasserstand ungefähr auf der gleichen Höhe liegt wie der Kanalspiegel (NN + 56,00) und eine Einleitung des zeitweise bedeutende Hochwassermengen führenden Wasserlaufes ausgeschlossen war, blieb nur übrig, die Aller in einem Düker unter dem Kanal hindurchzuleiten (Abb. 1 u. 2).

Dükerbauwerk. Zur Bestimmung der Abmessungen des Dükerquerschnitts ist ein Gutachten der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde über die größte zu erwartende Hochwassermenge der Aller an der Kreuzung mit dem Kanal eingeholt. Danach muß im ungünstigsten Falle mit einem Abfluß von 85 m³/sek gerechnet werden. Bei einer Durchflußgeschwindigkeit von rd. 2,00 m/sek errechnet sich der erforderliche Durchflußquerschnitt zu 42,25 m² und der dabei auftretende Stau zu 0,27 m. Die Querschnittsfläche wurde auf drei quadratische Öffnungen mit je 3,90 m Seitenlänge und abgeschragten Ecken verteilt (Abb. 3).

Die Wand- und Deckenstärken des in Eisenbeton ausgeführten und als vierstieliger Rahmen berechneten Bauwerks betragen durchweg 1,06 m (Abb. 4).

Der rd. 85,40 m lange Düker besteht aus neun Baublöcken, nämlich zwei Häu-
ptern von je 7,70 m Länge und sieben Blöcken des eigent-
lichen Düker-
schlauches von je 10 m Länge (Abb. 5); dazu kommen die vier Flügel der Häu-
pter. Um den einzel-
nen Blöcken geringe
Bewegungen gegen-
einander zu ermög-
lichen, sind sie durch
lotrechte Trennungs-
fugen voneinander
geschieden worden.
Diese Fugen wurden
durch Aufkleben
einer doppelten Papp-
lage auf den jeweils
fertigen Block aus-
gefüllt und durch eine
ringsum laufende Bit-
umenbleiplatte so-
wie durch einen in
einer Nut verlegten
Teerstrick gedichtet
(Abb. 3 u. 6). Um
bei etwa eintreten-
den Undichtigkeiten
die Fugen vom
Dükerinnern aus mit
Teerstricken ver-
stemmen zu können,
ohne die Kanten zu
beschädigen, haben
die Fugenränder eine
Einfassung aus Winkeleisen erhalten.

Die Häupter sind von eisernen Spundwänden umschlossen; vor dem
Oberhaupt ist ein Tonkern eingebracht (s. Abb. 5).

Die chemische Untersuchung des Grundwassers im oberen Stock-
werk (vgl. unten) hatte betonschädliche Beimengungen nachgewiesen,
so daß Vorsichtsmaßregeln am Platze waren. In erster Linie sollte
ein wirksamer Schutz durch besondere Dichtigkeit des Betons erzielt
und demgemäß Hochofenzement mit Traßzusatz verwendet werden.

Als Zuschlagstoffe standen
Weserkies und Lübbower
Sand zur Verfügung. Nach
den Untersuchungen er-
gab sich als günstigstes
Mischungsverhältnis 1 Zement : 0,15 Traß : 3 Sand :
3 Kies. Im übrigen war

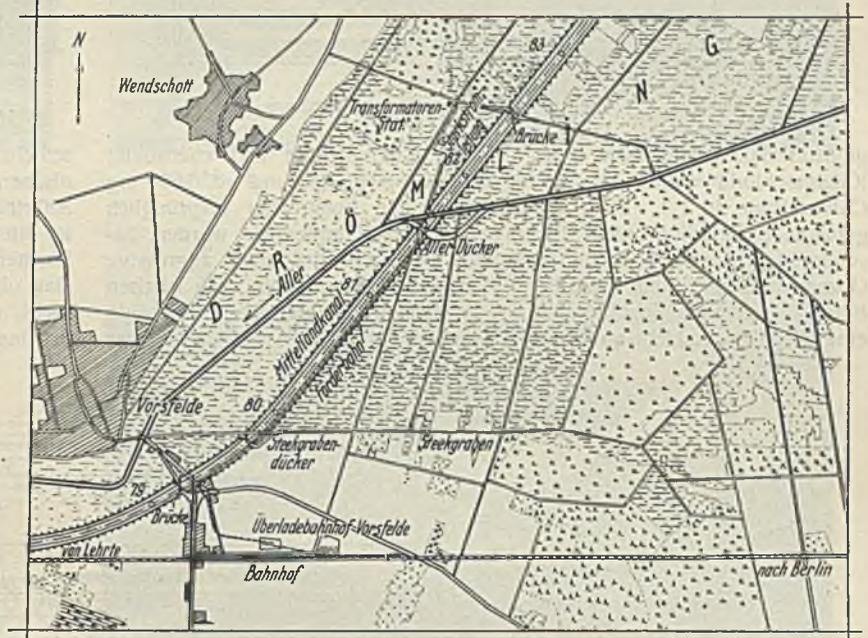


Abb. 1. Übersichtsplan. Maßstab 1 : 50000.

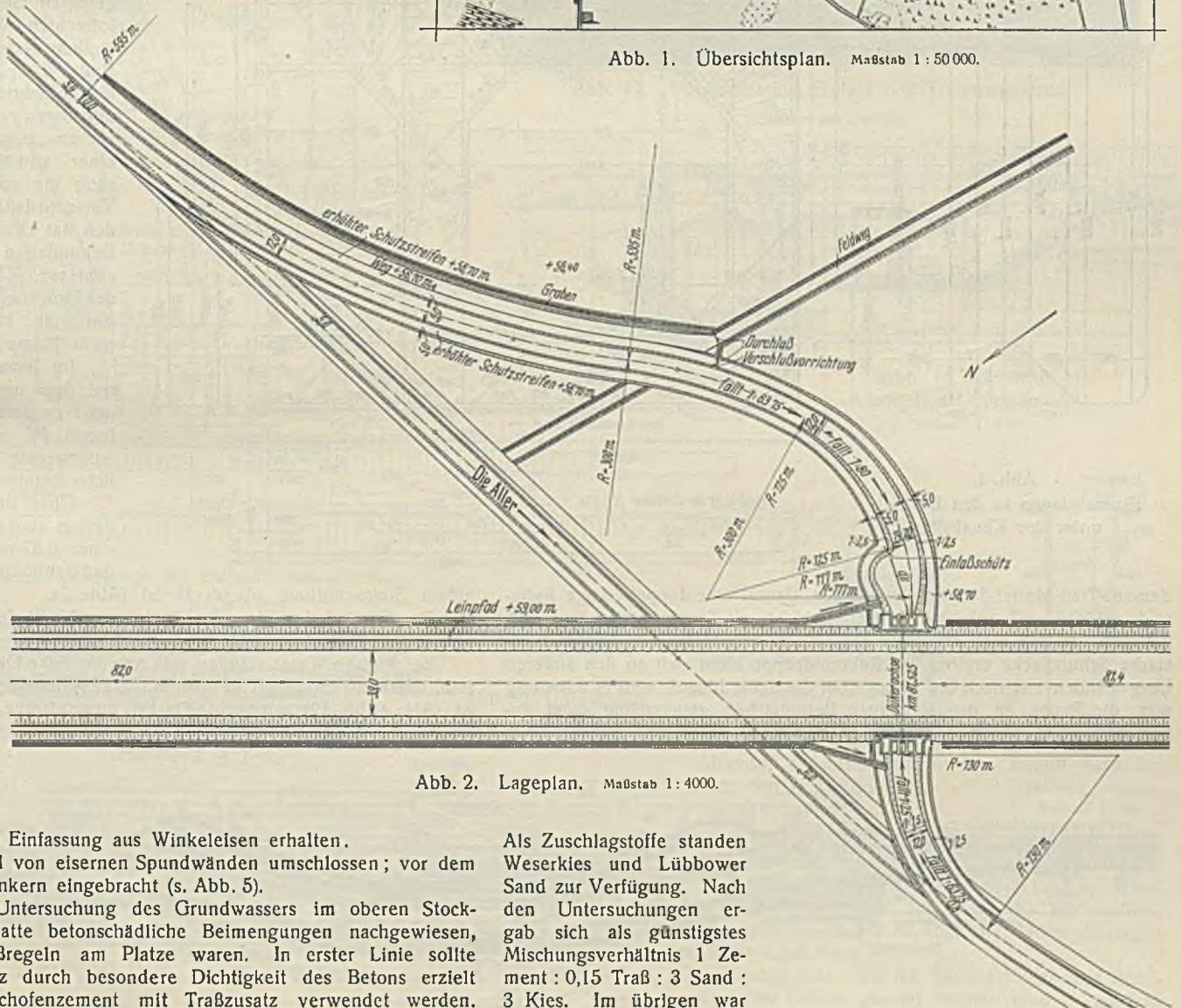


Abb. 2. Lageplan. Maßstab 1 : 4000.

vorgesehen, den Düker außen und innen zweimal mit Inertol zu streichen.

Als jedoch das zweite Grundwasserstockwerk (vgl. unten) angebohrt und eine Wasserprobe daraus untersucht wurde, zeigten sich große Mengen

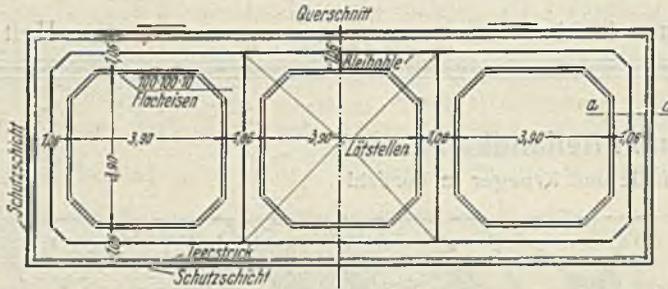


Abb. 3. Querschnitt in der Trennungsfuge.

Spritzanstrich mit Inertol II (dünn) Palesit-Isoliermasse (dünn) aufgestrichen, in die noch weiche Masse Jutegewebe (mit Inertol 49 [dünn] getränkt) eingedrückt und dann nochmals Palesit-Isoliermasse aufgebracht wurde.

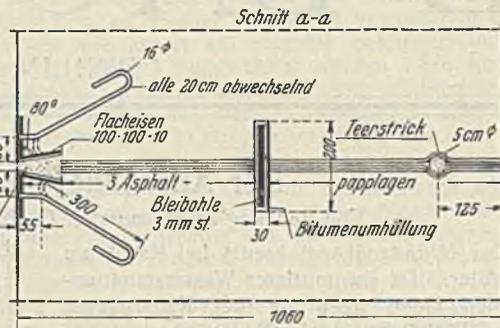


Abb. 6. Abdichtung der Trennungsfugen.

Als Schutz gegen mechanische Zerstörungen beim Hinterfüllen diente eine 1/2 Stein starke Mauer aus Ziegelsteinen. Ebenso wie die Seitenwände ist auch die Decke geschützt, nur daß an die Stelle des abschließenden Ziegelmauerwerks eine 5 cm starke und zweimal mit Inertol II gestrichene Betonschicht trat (Abb. 7 u. 8).

An den Häuptern mußten die Spundwandnischen zunächst ausgemauert werden, um eine glatte Fläche für das Anbringen der Schutzdecke zu schaffen. Anstatt der grobmaschigen Jute ist hier engmaschiger Nessel verwendet, der eine Beschädigung beim Stochern mit Stangen während des Betonierens weniger befürchten ließ. Das obere Ende des Gewebes wurde auf etwa 0,20 m Höhe nicht geklebt, sondern später, als der Sohlenbeton eingebracht war, nach innen in eine Aussparung umgelegt, mit Palesit-Schmelzmasse vergossen und die noch verbleibende Lücke zubetoniert (Abb. 8a).

Das gewählte Verfahren des Betonschutzes gegen schädliches Grundwasser hat sich als zweckmäßig erwiesen. Besonders hervorzuheben ist das gute Haften der nacheinander aufgetragenen Schichten mit dem dazwischengelegten Gewebe an den hohen lotrechten Wänden. Zur Feststellung der Wasserdichtigkeit sind Probeplatten aus Beton mit den beschriebenen Schutzmitteln überzogen und Wasserdruckversuchen ausgesetzt worden. Bei einer allmählichen Drucksteigerung bis zu 3 kg/cm² und einer Versuchsdauer von über 5 Stunden hat sich die Schutzdecke der Betonplatten als vollkommen dicht erwiesen. Da die Abdichtung der Druckhaube schließlich Wasser durchließ, konnten die Versuche nicht länger ausgedehnt werden.

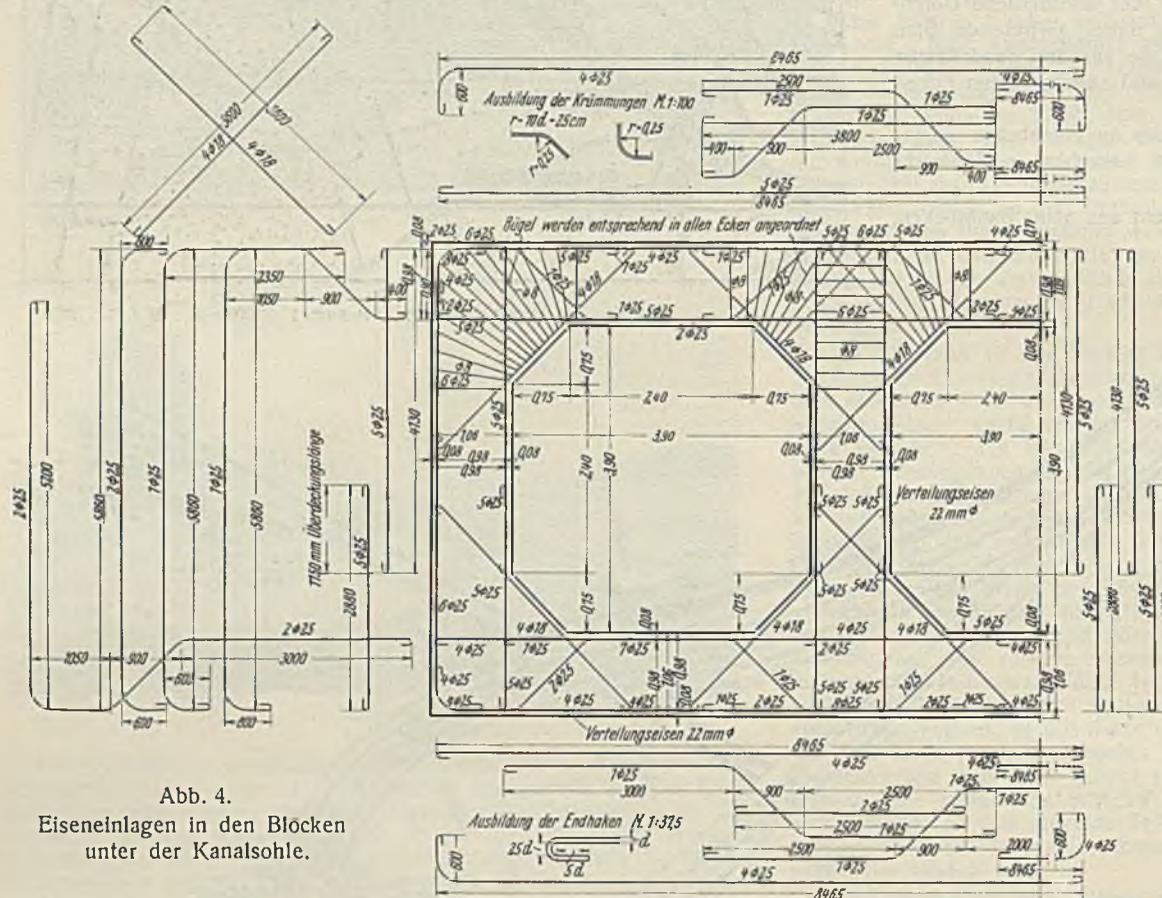


Abb. 4. Eiseneinlagen in den Blöcken unter der Kanalsohle.

Im Innern des Dükers ist es bei dem ursprünglich vorgesehenen zweimaligen Anstrich mit Inertol IV geblieben, weil das Allerwasser selbst wenig schädliche Beimengungen aufweist.

Über dem Düker liegt eine 0,30 m starke Tonschale, die von einer 0,37 m starken Sandschicht und schließlich von einer 0,30 m hohen Steinschüttung überdeckt ist (Abb. 5).

Der Scheitel des Einlaufes liegt unter NNW der Aller, um das Eintreiben von Schwimstoffen zu verhindern. Bei kleinen Wasserständen soll nur die linke Dükeröffnung in Betrieb sein, damit die Spülkraft der Strömung zusammengefaßt bleibt. Deshalb ist (Abb. 9 bis 12) vor dem Einlauf eine eiserne Trennungswand aus gekupferten Larsen-Spundbohlen Profil II angeordnet, deren Holm erst

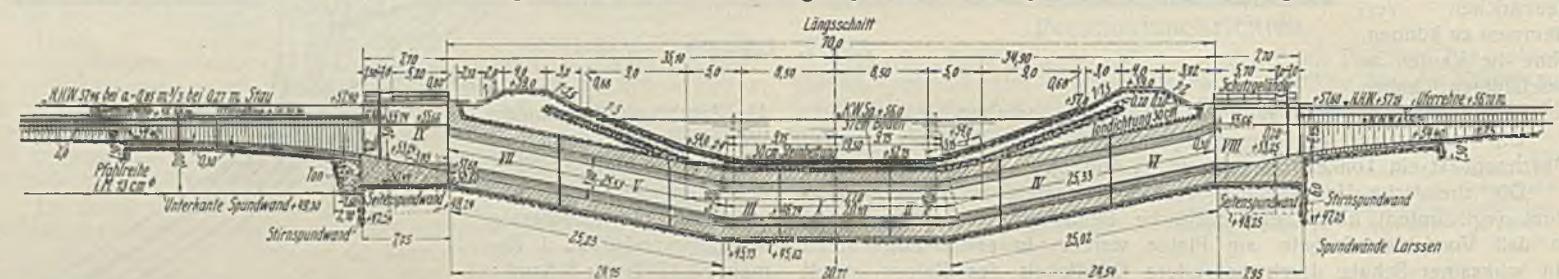


Abb. 5. Längsschnitt, Maßstab 1:700.

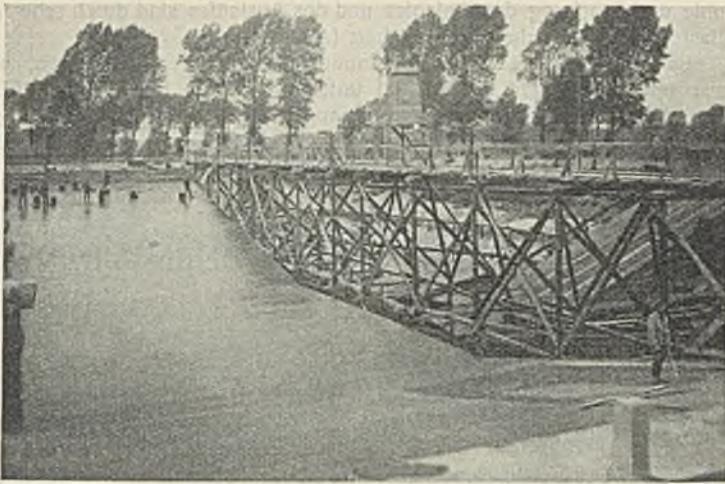


Abb. 7. Schutzschicht auf der Dükerdecke.

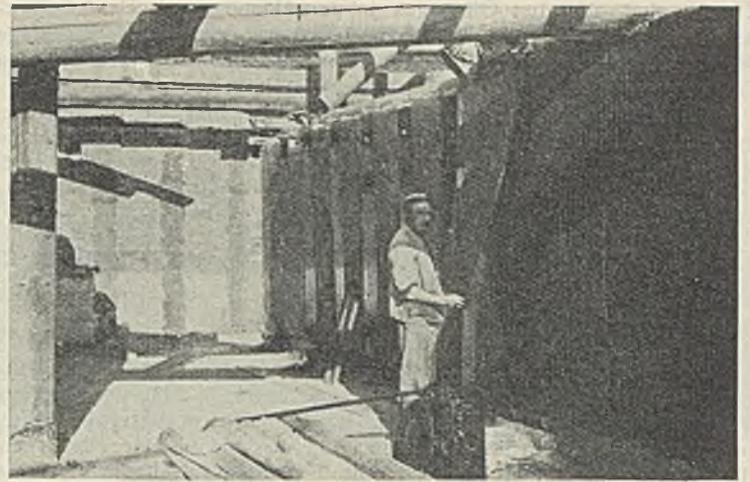


Abb. 8. Anbringen der Schutzschicht am Oberhaupt.

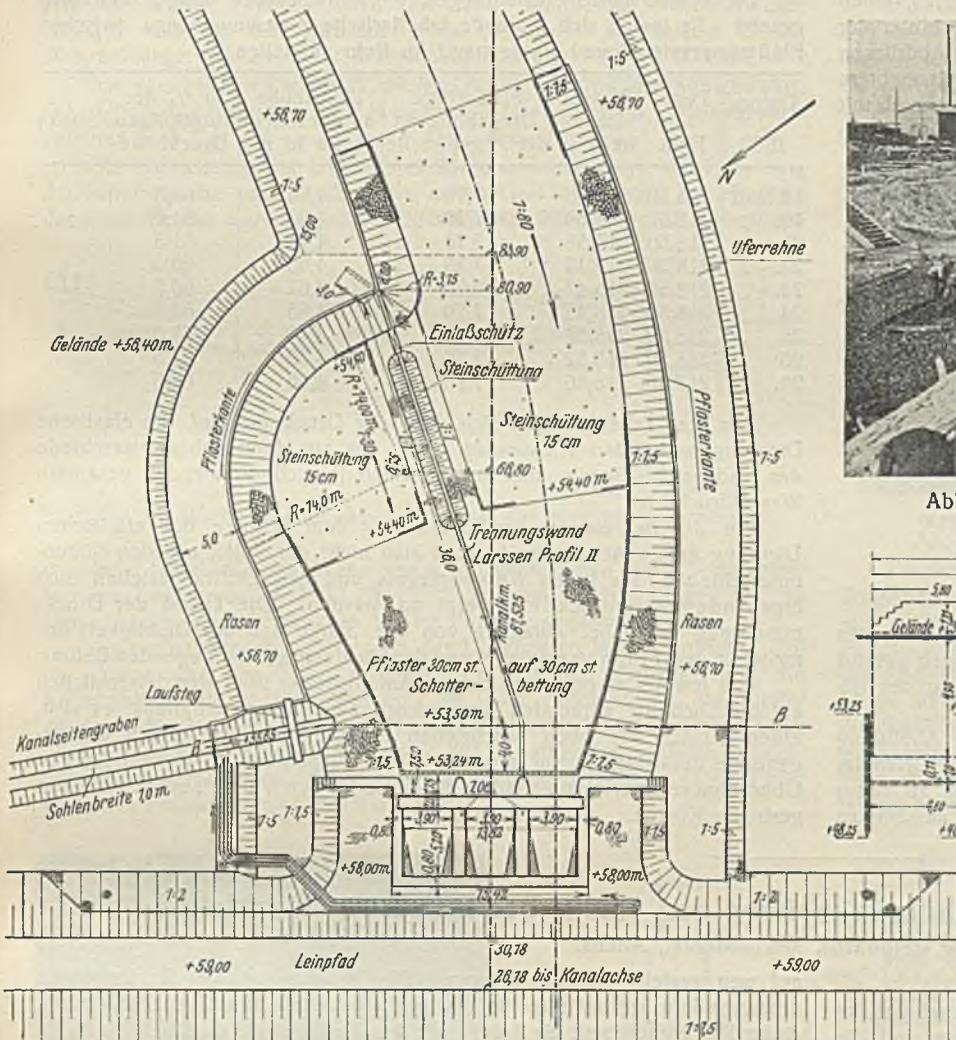


Abb. 9. Oberhaupt mit Einlauf. Maßstab 1 : 690.

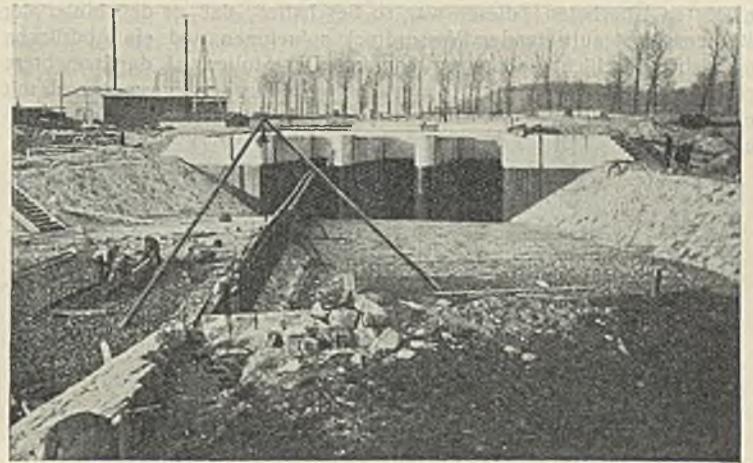


Abb. 12. Oberhaupt mit Einlauf und Trennungswand.

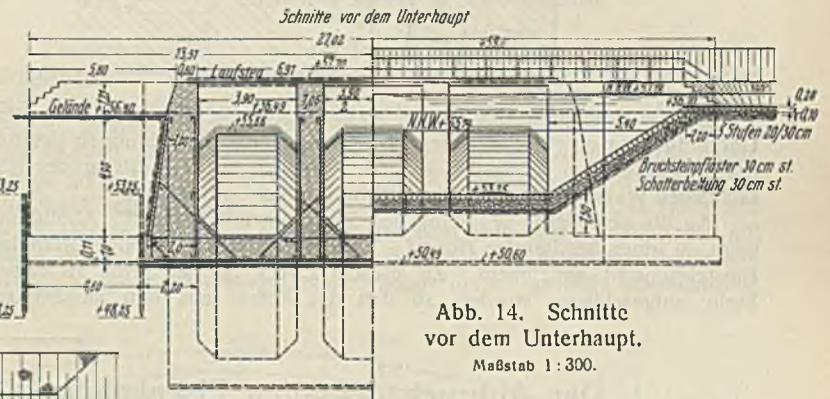


Abb. 14. Schnitte vor dem Unterhaupt.
Maßstab 1 : 300.

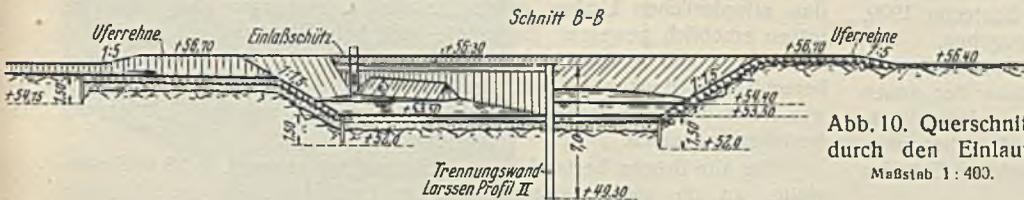


Abb. 10. Querschnitt durch den Einlauf.
Maßstab 1 : 400.

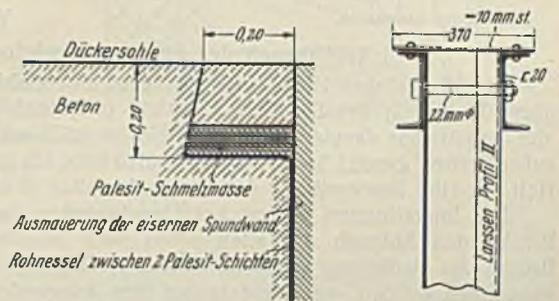


Abb. 8a. Abschluß der Schutzschicht an den Dükerhäuptern.

Abb. 11. Querschnitt durch die Trennungswand.
Maßstab 1 : 20.

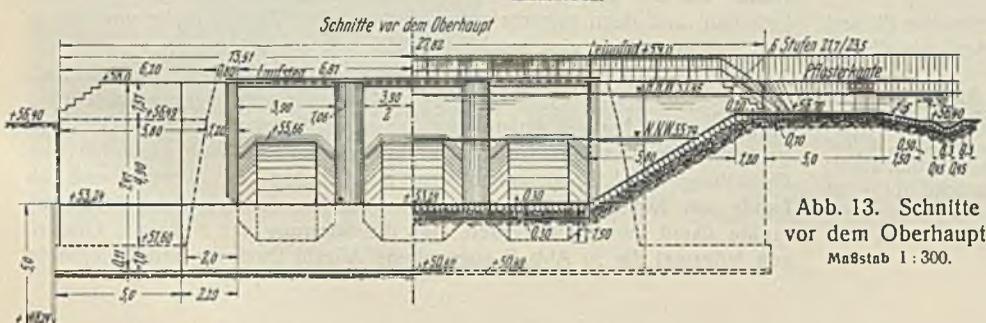


Abb. 13. Schnitte vor dem Oberhaupt.
Maßstab 1 : 300.

bei fast bordvoller Füllung der Aller überströmt wird, und die bis dahin die beiden anderen Dükeröffnungen nach oberhalb abschließt. Länge und Höhe der Wand sind so bemessen, daß die Aller, ehe sie ausfert, ohne nennenswerten Stau allen drei Dükeröffnungen zufließen kann.

Für den Fall, daß die linke Öffnung zur Reinigung außer Betrieb gesetzt werden muß — zu dem

Zwecke sind alle drei Öffnungen in den Häuptern mit Dammbalkenfalzen versehen —, wird die Aller, da es sich dann nur um geringe Wassermengen handelt, durch eine am oberen Ende der eisernen Trennungswand befindliche Schützöffnung geleitet.

Ein besonderes Ablagerungsbecken für Schwemmstoffe ist nicht geschaffen, weil sich der Allerquerschnitt im Einlauf vor dem Oberhaupt derart vergrößert (Abb. 9 u. 10), daß die Geschwindigkeit gering wird.

Sohle und Böschung des Einlaufes und des Auslaufes sind durch schweres Pflaster auf Schotterbettung gesichert (Abb. 13 u. 14).

Im Anschluß an den Düker mußte die Aller verlegt werden, und zwar oberhalb auf rd. 600 m und unterhalb auf rd. 130 m Länge. Der Querschnitt hat 12 m Sohlenbreite mit anschließend 2 1/2 fachen Böschungen und ist gegenüber dem des alten Laufes etwas erweitert, um die Gefällverminderung infolge vergrößerter Lauflänge auszugleichen.

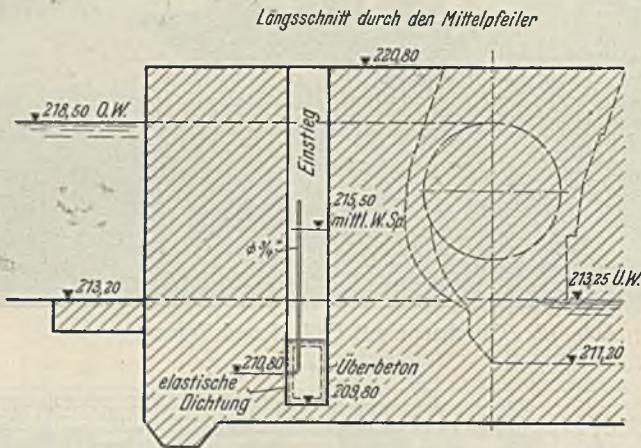
(Schluß folgt.)

Versuch zur Ermittlung des Wasserdrucks auf eine elastische Dichtung eines Betonstollens in einem Wehrkörper.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Otto Welt, Stuttgart.

Die Dichtung eines begehbaren Betonstollens von dem in der Abbildung (punktiert) dargestellten rechteckigen Querschnitt 1,20 · 2,00, der in einem Wehrvorboden untergebracht war und der auf der dem Wasserdruck entgegengesetzten Seite gedichtet werden mußte, bestand aus einer elastischen, etwa 0,5 cm starken, mit Maschendraht bewehrten Palesitschicht. Diese Bitumenschicht erhielt zum Schutze gegen Abdrücken von der Betonunterlage durch den auf ihrer Rückseite wirkenden Wasserdruck einen bewehrten Überbeton; dieser war so beschaffen, daß er den hinter der Bitumenschicht auftretenden Wasserdruck aufnehmen und ein Abdrücken der Dichtungsschicht verhindern konnte. Der Stollen ist durch mehrere Schächte, die in den Pfeilern der Walzenwehranlage ausgespart und mit Zementglattstrich unter Zusatz von „Biber“ gedichtet sind, zugänglich gemacht.



Da die Annahme des vollen Wasserdrucks für die Bemessung des Überbetons zu unwirtschaftlichen Abmessungen und Bewehrungen geführt hätte, wurde vom Verfasser folgender Versuch zur Ermittlung des tatsächlichen Wasserdrucks auf die Dichtungsschicht ausgeführt.

An die senkrechte Wandung des Stollens wurde, wie die Abbildung zeigt, in einer bestimmten Höhe (+ 210,80) ein etwa 3/4" starkes Rohr im Einsteigschacht angebracht. Zu diesem Zweck ist der Beton an dieser Stelle aufgeschlagen worden, so daß das Wasser aus ihm ausströmen

konnte. Hierauf wurde das Rohr unter Verwendung eines schnellbindenden Zusatzmittels (Sika) einbetoniert. Das Wasser war nunmehr im Rohr gefaßt.

Zunächst stieg das Wasser in dem senkrechten Ansätze des einbetonierten Rohres langsam hoch, um schließlich auf einer bestimmten Höhe stillzustehen.

Die Wasserstandsbeobachtungen im Rohr wurden einige Tage fortgesetzt. Es lassen sich folgende tabellarische Zusammenhänge zwischen Flußwasserspiegel und Wasserstand im Rohr aufstellen:

Datum 1930	Pegel im Fluß	Wasserstand im Rohr	Flußseitige Druckhöhe an der Anzapfstelle	Druckhöhe an der Innenseite in m	In % der flußseitigen Druckhöhe	Mittel
18. Juli	218,50	215,46	7,70	4,66	60,5	61,05
19. "	218,50	215,60	7,70	4,80	61,0	
21. "	218,50	215,58	7,70	4,78	61,5	
22. "	218,50	215,45	7,70	4,65	60,5	
23. "	218,50	215,47	7,70	4,67	60,5	
24. "	218,50	215,45	7,70	4,65	60,5	
25. "	218,50	215,50	7,70	4,70	61,0	
26. "	218,50	215,52	7,70	4,72	61,5	
27. "	218,50	215,46	7,70	4,66	60,5	
28. "	218,50	215,46	7,70	4,66	60,5	

Aus der Tabelle ergibt sich, daß der Druck des auf die elastische Dichtung wirkenden Wassers rd. 61% des aus dem Höhenunterschiede des Flußwasserspiegels und der Anzapfstelle sich ergebenden gesamten Wasserdrucks ist.

Für die Bemessung des Überbetons zum Schutze der elastischen Dichtung gegen Abdrücken braucht also nicht der volle, aus den Höhenunterschieden des freien Wasserspiegels und den Dichtungsstellen sich ergebende Wasserdruck eingesetzt zu werden. Die Größe der Druckminderung ist dabei abhängig von der Stärke und der Dichtigkeit des zwischen dem Flußwasserspiegel und den Dichtungsstellen liegenden Betons.

Um jeweils einen zuverlässigen Anhaltspunkt über den tatsächlichen auf die Dichtung wirkenden Wasserdruck zu erhalten, empfiehlt es sich, einen Versuch wie oben beschrieben auszuführen. Die durch die Ergebnisse derartiger Versuche ermöglichten Ersparnisse an Kosten für den Überbeton rechtfertigen in jedem Falle die für den Versuch aufgewendeten geringen Kosten.

Der Abbruch der alten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Fedor Reinhardt, Reichsbahnrat, Altena.

1. Abbruch der Eisenkonstruktion.

Am 13. Oktober 1927 wurde die neue zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld in Betrieb genommen und die alte unmittelbar daneben liegende, 1871 bis 1873 erbaute Brücke (Abb. 1) außer Betrieb gesetzt.²⁾ Aus diesem Anlaß habe ich in der Bautechn. 1929, Heft 16, eine Beschreibung des Baues der alten Brücke gegeben.

Die Interalliierten hatten bei Genehmigung des Baues der neuen Brücke den Abbruch der alten sofort in Betriebnahme der neuen Brücke zur Bedingung gemacht. Diese Bedingung mußte seinerzeit angenommen werden, wenn anders mit dem dringenden Neubau begonnen werden sollte. Die Annahme war möglich, da auch aus anderen Gründen ein Abbruch der alten Brücke sich nicht umgehen ließ.

Die Weiterverwendung der alten Brücke als Eisenbahnbrücke (3. und 4. Gleis) war nicht möglich, auch die Massivbauten hätten von Grund

auf neu erstellt werden müssen. Die Brücke in eine Straßenbrücke umzuwandeln, verbot ihre ungünstige Lage zum städtischen Straßennetz. Außerdem eignete sich die Brücke mit den die Fahrbahn durchschneidenden mittleren Hauptträgern weniger für eine Straßenbrücke. Die Kosten für den erforderlichen Umbau sowie für die Anrampungen und Zufahrten wären erheblich gewesen. Es konnte auch kein Dauerzustand geschaffen werden, da von seiten der Schifffahrt gegen den Fortbestand der Brücke berechnete Bedenken erhoben wurden. Trotz der hohen Abbruchkosten war nicht daran zu denken, die Brücke länger als unbedingt notwendig bestehen zu lassen.

Die alte Brücke bestand aus vier Stromöffnungen von je 98 m Spannweite, an die sich beiderseits je eine Drehbrücke (aus militärischen Gründen) und dann linksrheinisch eine massive Vorflutbrücke von 360 m und rechtsrheinisch eine solche von 155 m anschlossen.

Für den Abbruch der Stromüberbauten war maßgebend, daß die Aufstellung von festen Gerüsten im schiffbaren Strom vermieden werden mußte. Nach den bei Aufstellung der neuen Brücke auf festen Gerüsten gemachten Erfahrungen war der hierfür erforderliche Wahrschuldienst — Gestellung von Vorspanndampfern und Posten zu Wasser und zu Lande zur Regelung der Schifffahrt — außerordentlich kostspielig. Es mußte damit gerechnet werden, daß die Sperrung der einzelnen Öffnungen jedesmal die in Abb. 2 angegebene Anzahl Dampfer und Motorboote

¹⁾ Kruppsche Monatshefte, August/September 1928, Das Ausschimmen der eisernen Überbauten der alten Duisburg-Hochfelder Eisenbahnbrücke von Dr.-Ing. Chr. O. Erlinghagen; — Der Stahlbau 1928, Heft 15, unter Verschiedenes; — „Nach der Schicht“ Kruppsche Mitteilungen, Januar 1929; — Bautechn. 1926, I. Vierteljahrsheft, Die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld von Dr.-Ing. Tils.

²⁾ In Bautechn. 1928, Heft 1, S. 1, Abb. 1, sind beide Brücken zusammen dargestellt.

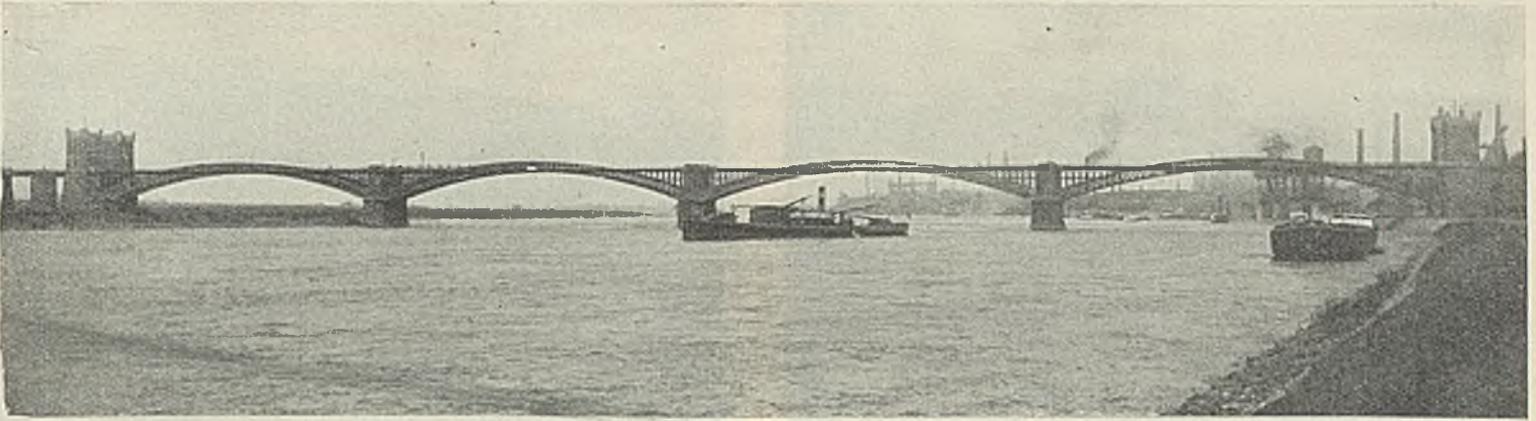


Abb. 1. Die alte Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld.

erfordern würde. Rechnet man für jeden Dampfertag durchschnittlich 250 RM und für den Abbruch jedes Überbaues auf festem Gerüst 50 Arbeitstage, so kostet der Wahrschaudienst allein rd. 175 000 RM.

Aus verschiedenen vorgeschlagenen Lösungen wurde folgende gewählt: Die Überbauten werden auf Schwimmgerüste gehoben, rheinaufwärts gefahren und dort auf einem festen Gerüst verschrottet.

Die Herrichtung der Überbauten für den Abtransport, die Erstellung der Schiffsgerüste und der Bau des festen Gerüstes etwa 2 km oberhalb der alten Brücke wurden gleichzeitig im März 1928 in Angriff genommen.

Für die Anordnung der Stützpunkte war der Umstand maßgebend, daß ein Pfeiler der neuen Brücke in die mittlere alte Stromöffnung hineinragte. Es war daher nur möglich, die Gerüstschiffe unmittelbar neben diesen Pfeiler nach der Mitte der Öffnung zu legen. So ergab sich die in Abb. 5 dargestellte Anordnung.

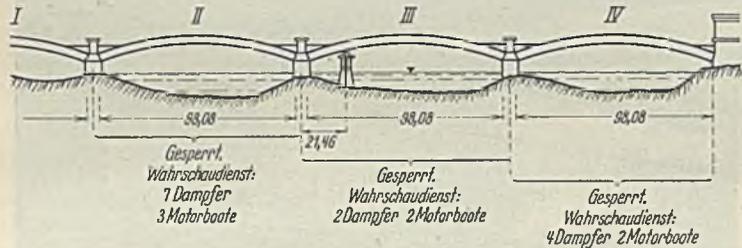


Abb. 2. Wahrschaudienst bei Sperrung der einzelnen Öffnungen.



Abb. 4. Hilfsträger an einem Stromüberbau.

Jeder Überbau bestand aus einem mittleren Bogen von 270 und zwei äußeren Bogen von je 170 t Gewicht. An den äußeren Bogen war an Konsolträgern noch je ein 1 m breiter Fußweg angebracht.

Die vorbereitenden Arbeiten an den Überbauten bestanden darin, daß die Gleise und der Belag ausgebaut, die beiden Fußwege und die Konstruktionsteile entfernt wurden, die zum Anschluß an die Pfeiler dienten (Abb. 3). Außerdem wurden vier Fachwerk-Hilfsträger eingebaut, um das Gewicht des mittleren Trägers auf die unter den seitlichen Bogenträgern anzubringenden Stützpunkte zu übertragen (Abb. 4, es sind hier nur zwei Fachwerkträger sichtbar).

Die Schwimmgerüste wurden in vier gleiche Rheinkähne von je 500 t Tragfähigkeit eingebaut. Je zwei Kähne wurden zu einer Einheit gekuppelt und in ihnen ein Gerüst mit vier Auflagerpunkten für die oben erwähnten Fachwerkträger erstellt. Die Gerüste übertrugen in breiter Ausladung — der Abstand der Auflagerpunkte betrug in Schiffsachse 10 m, die untere Länge 36 m bei einer Höhe von 14 m — die Last in je 16 Punkten auf die Schiffsböden, wo der Druck noch 1,4 kg/cm² betrug. Ihre Höhe war so bemessen, daß bei einem Rheinwasserstand von + 24,30 die mit Wasserballast voll belasteten Schiffe noch gerade unter die Überbauten fahren konnten. Der vorgesehene Wasserstand wurde nicht überschritten,

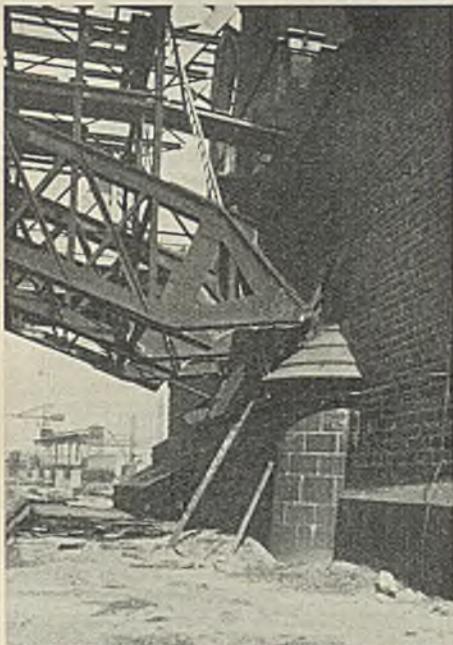


Abb. 3. Ein Stromüberbau für den Abtransport vorbereitet.

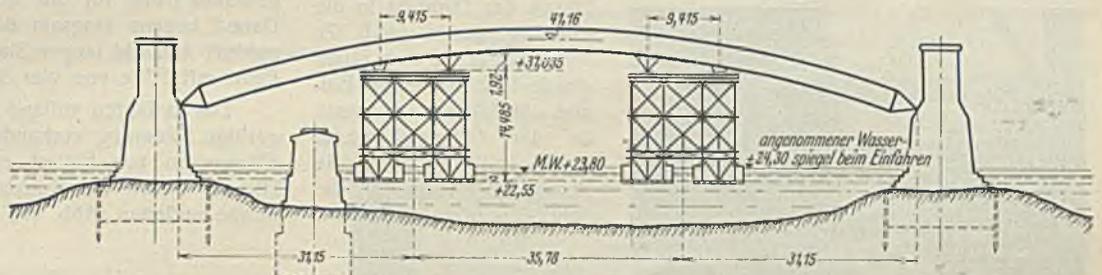


Abb. 5. Skizze der Schiffgerüste.

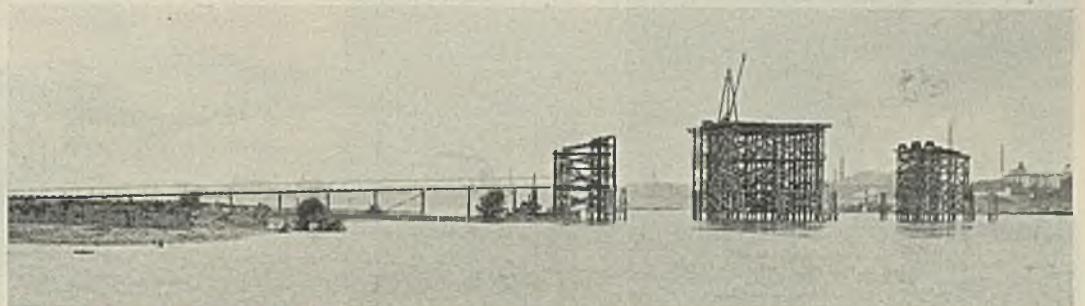


Abb. 6. Absetzgerüst.

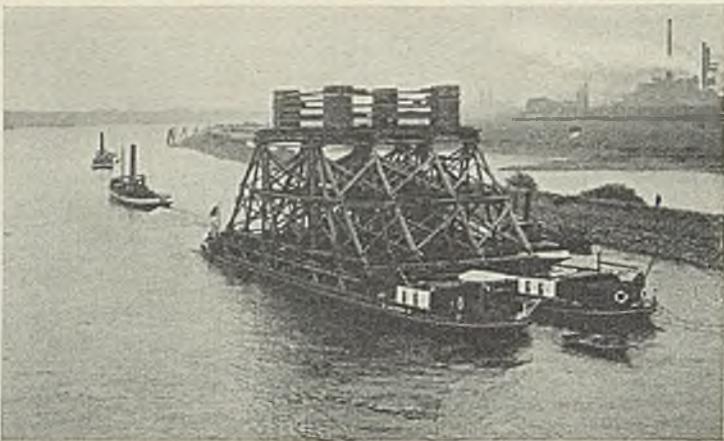


Abb. 7. Einfahren eines Schiffgerüsts.

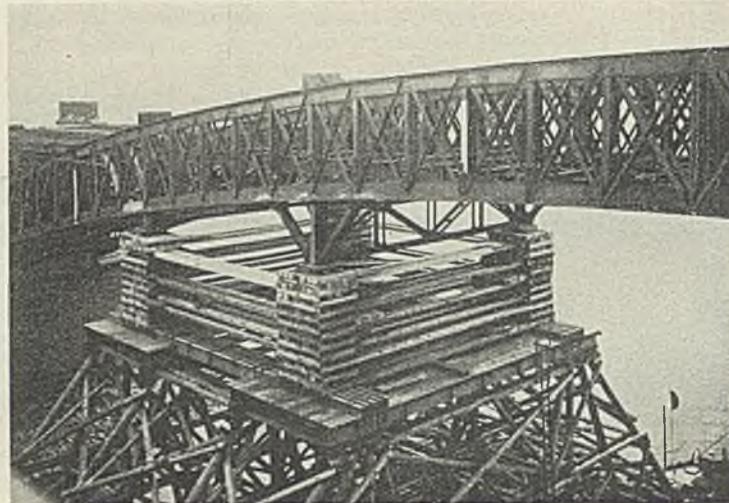


Abb. 8. Auflagerung.

wohl aber infolge der Trockenheit bis 3,15 m unterschritten. Der Ausgleich mußte durch Kreuzstapel bewirkt werden.

Für die von den Schiffen zu leistende Hebung und die Menge des ein- bzw. auszupumpenden Wasserballastes ergaben sich folgende Werte. Die Kähne hatten eine Tragfähigkeit von je 507 t bei einer Eintauchtiefe von 0,45 bis 2,18 m, also einen Tiefgang von 3,43 cm auf 10 t. Für die Aufnahme des Eigengewichts von 600 t mußten je Kahn 150 m³ Wasser gepumpt werden. Für den Ausgleich der Durchbiegung mußte um 40 cm + 12 cm Spielraum gehoben werden. Dies erforderte das Auspumpen von 151 m³, so daß insgesamt ein Wasserballast von rd. 301 m³ je Kahn bewegt werden mußte. Die in jedem Kahn vorhandenen Querschotten wurden durchgebrannt, um einen selbsttätigen Ausgleich des Wasserballastes herbeizuführen.

Das 2 km oberhalb der Brücke zu erbauende feste Gerüst bestand aus einem Mittel- und zwei Seitenböcken auf insgesamt 66 Rammpfählen (Abb. 6). Die Öffnungen zwischen Mittel- und Seitenböcken waren so weit, daß die Gerüstschiffe gerade einfahren konnten. Die absolute Gerüsthöhe war entsprechend dem Gefälle des Rheins 55 cm höher, als sie an der Brücke hätte sein müssen. Vor dem jedesmaligen Einfahren der Gerüstschiffe in die Brückenöffnungen wurden diese genau gepeilt, um festzustellen, daß überall genügend Wassertiefe vorhanden war. Infolge des sehr niedrigen Wasserstandes und da die flach gegründeten Pfeiler durch eine ausgedehnte Steinschüttung geschützt waren, mußte in sämtlichen Öffnungen gebaggert werden.

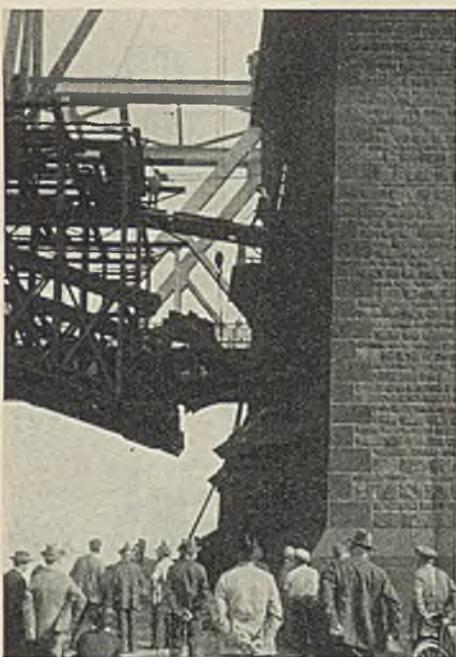
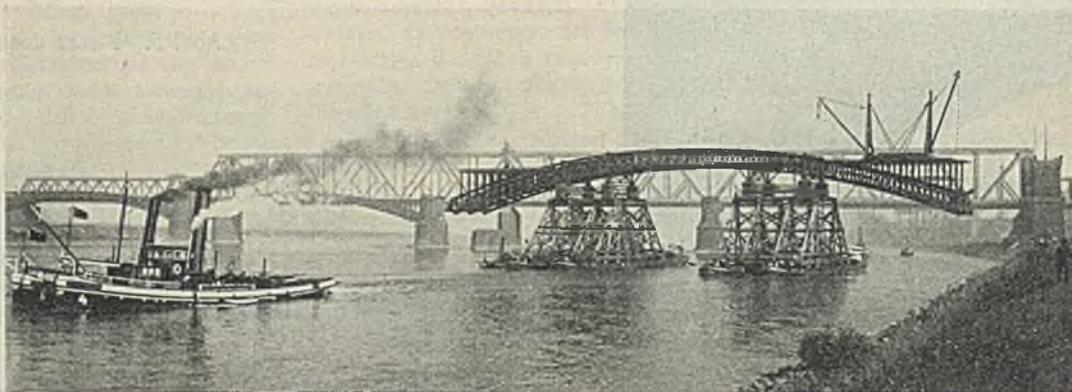
Nachdem die Gerüstschiffe voll Wasserballast gepumpt waren, wurden sie nacheinander eingefahren. Der Rhein liegt an der Brückenstelle in einer Krümmung; außerdem war gerade unter der Brücke infolge der Pfeiler der beiden Brücken eine sehr starke Strömung. Es mußte daher mit größter Vorsicht eingefahren werden. Jedes Schiffspaar hing an zwei Dampfern von zusammen 900 PS und an zwei auf dem Lande und im Strom verankerten Stahltrossen von 1200 und 600 m Länge, an denen es allmählich unter Rückwärtsfahren der Dampfer in die Öffnung sackte (Abb. 7). Der Verkehr auf dem Rhein wurde für die Dauer des Ein- und Ausfahrens gesperrt. In der Öffnung wurde durch seitliche Taue die richtige Lage festgelegt, die Schiffe wurden verankert,



Abb. 9. Auspumpen der Schiffe.

die Kreuzstapel aufgelegt (Abb. 8) und durch Auspumpen von Ballast das Gerüst belastet. Lag so das erste Schwimmgerüst fest, so konnte das zweite nach dem gleichen Verfahren eingefahren werden. Das Einfahren beider Gerüste erforderte etwa 12 Stunden, das Auspumpen, das nachts geschah, etwa 8 Stunden (Abb. 9). Nachdem die Überbauten vollständig frei waren, wurde an einem Ende etwa 1 m der Eisenkonstruktion abgebrannt (Abb. 10) um noch mehr seitlichen Spielraum zu gewinnen. Darauf begann langsam das Ausfahren (Abb. 11). Nachdem die Anker gehievt und die langen Stahltrossen abgeworfen waren, ging es in flotter Fahrt mit Hilfe von vier Schleppern rheinauf zum Gerüst (Abb. 12).

Das Einfahren vollzog sich glatt und schnell in etwa 20 min, da nur geringe Strömung vorhanden war. Das Absetzen auf das Gerüst durch Einpumpen von Ballast erforderte wieder mehrere Stunden (Abb. 13). Hierauf wurde die Konstruktion durch Schneidbrenner zerlegt und in Kähne verladen (Abb. 14).

Abb. 10.
Abtrennen des einen Endes des Überbaues.Abb. 11.
Ausfahren:

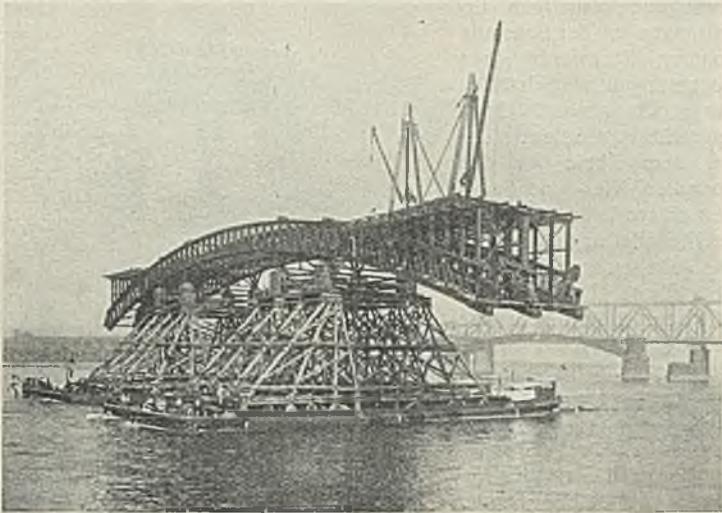


Abb. 12. In voller Fahrt.

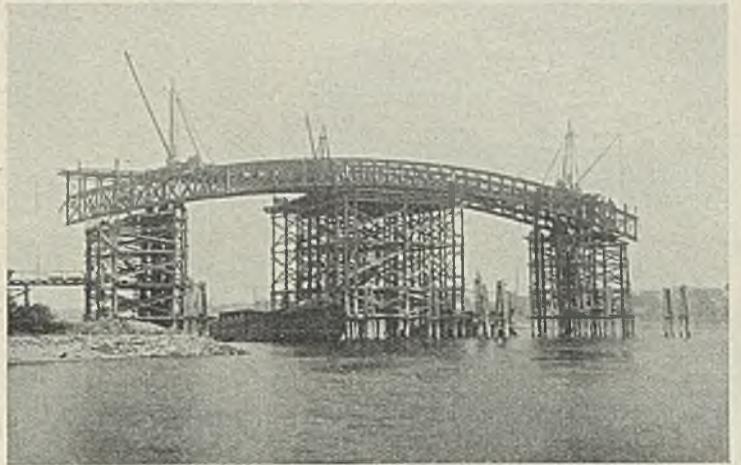


Abb. 13. Abgesetzt.

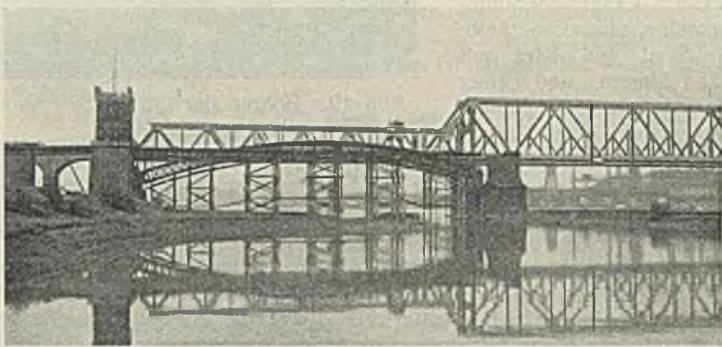


Abb. 15. Abbruch auf festem Gerüst.

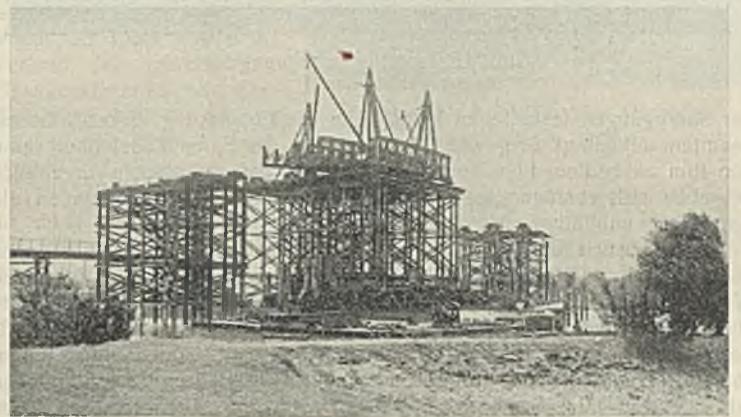


Abb. 14. Zerlegen des Überbaues.

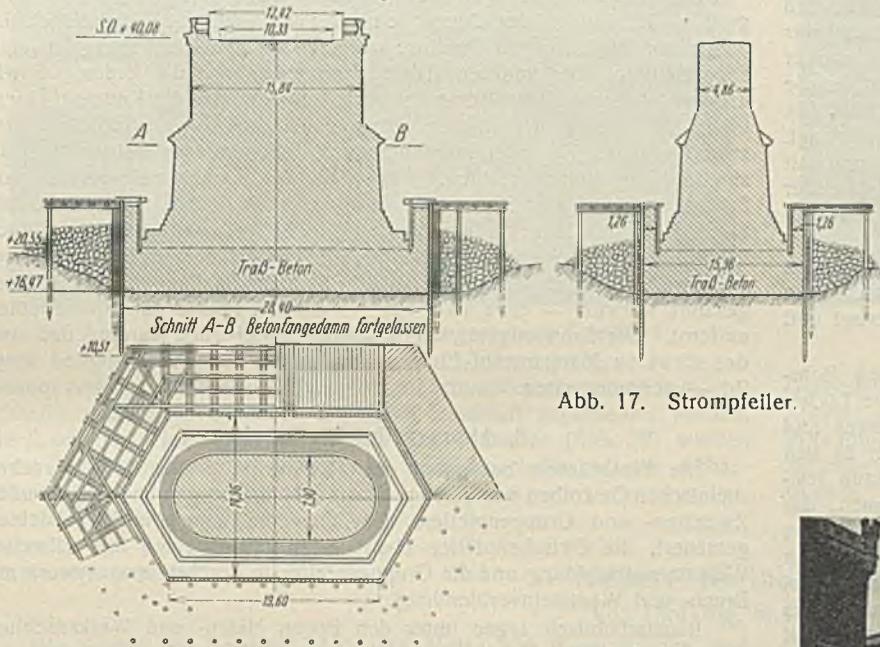


Abb. 17. Strompfeiler.

vorwurf geschützt. In dem Steinwurf steckten noch die gesamten Gerüstpfähle. Die Rheinstrombauverwaltung forderte die restlose Beseitigung all dieser Anlagen, überhaupt aller Fremdkörper, die beim Bau und bei der späteren Unterhaltung in das Strombett eingebracht worden waren.

Unterhalb der alten liegt die neue Brücke in 27,50 m Achsabstand, die alten und die neuen Pfeiler lagen teils unmittelbar, teils sehr nahe nebeneinander. Der Abbruch mußte daher mit Vorsicht geschehen. Die neue Brücke durfte durch Sprengstücke nicht beschädigt und durch zu starke Sprengungen namentlich in den Pfeilerfundamenten nicht zu stark erschüttert werden. Auf den Eisenbahnbetrieb und den in unmittelbarer Nähe der Strompfeiler sich abwickelnden Schiffsverkehr mußte Rücksicht genommen werden. Diese Forderungen bedingten Sprengung mit zahlreichen nicht zu starken Ladungen, mit elektrischer Zündung und unter Aufsicht eines Betriebsbeamten, der unter Berücksichtigung des Eisenbahn- und Schiffsverkehrs den Zeitpunkt

Für jeden Überbau wurden drei Wochen benötigt, so daß dreimal hintereinander an jedem dritten Sonnabend-Sonntag die Schifffahrt auf etwa 30 Stunden gesperrt werden mußte.

Der vierte Überbau lag über einem Bühnenfeld, das nicht befahren werden konnte. Hier mußte zum Abbruch ein festes Gerüst dienen (Abb. 15).

Der Abbruch der zwischen Strom- und Flutbrücken liegenden kleinen Drehbrücken geschah ohne Gerüst (Abb. 16).

2. Abbruch der Strompfeiler.

Nachdem zwei hintereinanderliegende Überbauten entfernt waren, wurde im Juli 1928 mit dem Abbruch des zwischen ihnen liegenden Strompfeilers (Abb. 17) begonnen. Die Fundamente der Strompfeiler bestanden aus Beton zwischen Spundwänden, das Aufgehende aus Bruchsteinmauerwerk. Die flach gegründeten Fundamente waren durch Stein-

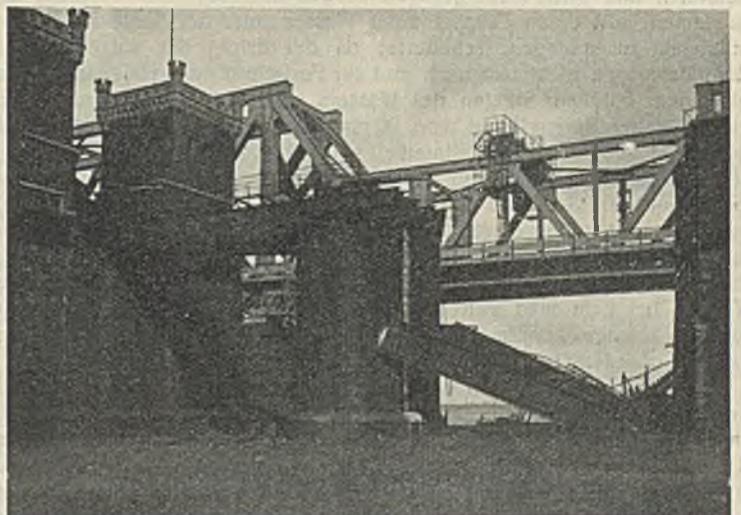


Abb. 16. Abbruch der Drehbrücke.

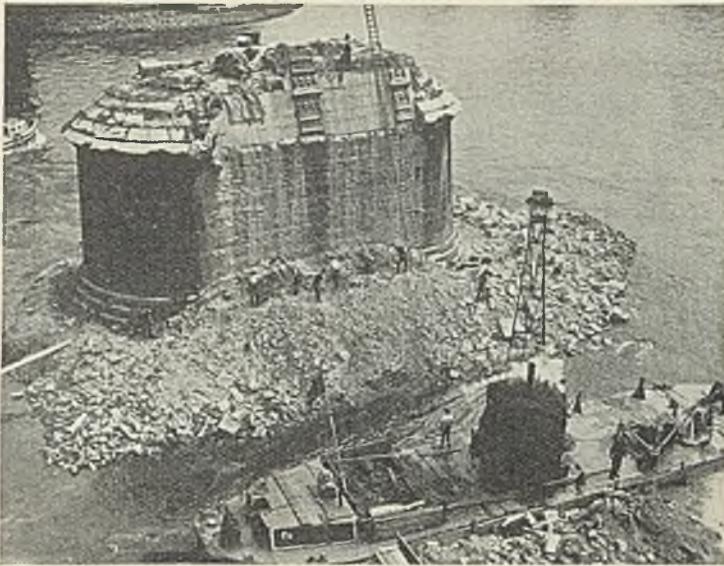


Abb. 18. Fertig zur Sprengung.

der Sprengungen festzulegen hatte. Um die Einwirkung dieses Betriebsbeamten unbedingt zu gewährleisten, wurde das Sprengkabel über einen von ihm zu bedienenden Kontakt geführt, so daß er in jedem Augenblick bei etwa sich verzögernder Sprengung oder aus sonstigen Gründen die Sprengung unbedingt sicher verhindern konnte.

Der Abbruch der Pfeiler geschah durch Sprengung in einzelnen Lagen von etwa 1 m Stärke bis zum Wasserspiegel. Infolge des niedrigen Wasserstandes konnte bis auf ein 6 m hohes Fundament im Trocknen abgebrochen werden. Die Sprenglöcher wurden mit Demag-Prebluftbohrmaschinen für 6 at Druck gebohrt. Die Bohrer, Kronenbohrer, hatten einen Durchmesser von 37 mm und eine innere Bohrung zum Reinigen mit Druckluft oder Druckwasser. Auf 1 m² wurde etwa ein 1 m tiefes Bohrloch gesetzt und mit 100 bis 300 g Ammonitgelatine geladen, wobei die dem Rande am nächsten liegenden Löcher die schwächste Ladung erhielten. Abstand und Stärke der Ladungen waren so bemessen, daß das Mauerwerk für eine bequeme Verladung genügend zerkleinert war und die oben angegebenen Bedingungen erfüllt wurden. Wo mit starker Splitterwirkung zu rechnen war, namentlich bei einzelnen Quadern, wurde mit alten mit Segeltuch benähten Torpedonetzen abgedeckt (Abb. 18). Ein halber Pfeilerquerschnitt wurde jedesmal auf einmal gesprengt. Nach der Sprengung wurden die Massen von Hand abgeräumt und mit Greifer teils auf Deck-, teils auf Klappschuten verladen, je nachdem der Abbruch in den Duisburger Hafen als Uferschutz eingebaut werden konnte oder in Klappfelder verklappt werden mußte.

Das unter Wasser stehengebliebene Fundament wurde zunächst von dem Vorwurf frei gebaggert. Dann wurden neben den Spundbohlen eiserne Rohre eingetrieben, an ihrer Spitze geladen und gesprengt und so die Spundbohlen bis Unterkante Fundament entfernt.

Es war beabsichtigt, in das Fundament mit den gleichen Bohrmaschinen wie oberhalb des Wassers bis etwa 1 m über Sohle Löcher zu bohren, diese mit mehreren Ladungen übereinander zu besetzen und zu sprengen. Von dieser Ausführung mußte abgesehen werden, da sich die langen Bohrer durch nachrieselnden Gestein- und Mörtelstaub festklemmten und nicht mehr gezogen werden konnten. Der Versuch, das Fundament mit durch Taucher unter Wasser unter der Sohle angelegten Ladungen zu sprengen, scheiterte, da der Erfolg der aufgewendeten Munitionsmenge nicht entsprach und der Fortschritt nur gering war, zumal mit einem baldigen Steigen des Wassers gerechnet werden mußte. Es wurden daher Sprenglöcher von 20 cm Durchm. und 4,50 m Länge mit Fallmeißel gebohrt. Der Fallmeißel wog einschließlich Aufsatzgewichtes 320 kg. Anfangs wurde mit Hand gebohrt, später mit Prebluftmotoren von 20 und 30 PS mit 40 cm Hubhöhe und etwa 80 Hüben/min (Abb. 19). Durch die Sprengung dieser Bohrlöcher konnte der größte Teil der Fundamente entfernt werden. Einige unter Wasser stehengebliebene Rippen wurden vom Taucherschacht aus gebohrt. Beim zweiten Fundament unter Wasser, bei dem man sich die gemachten Erfahrungen von vornherein zunutze machen konnte, war nur noch einige Nacharbeit durch den Taucher erforderlich.

Es blieb das Entfernen des gesamten Vorwurfs mit den dazwischen stehenden Pfählen, sowie das Entfernen der Spundbohlen unterhalb des Fundamentes zu erledigen. Der Vorwurf hatte eine weit größere Stärke, als nach den vorhandenen alten Zeichnungen angenommen werden konnte. In früheren Jahren war der abgespülte Vorwurf ständig erneuert und hierdurch vertieft und verbreitert worden. Er war mit Sand und Kies durchsetzt und teilweise besonders an den alten Pfählen sehr fest gelagert.

Nach den bisherigen Erfahrungen an der Baustelle konnten die erforderlichen Baggerungen wirtschaftlich nur mit großem Gerät ausgeführt werden, das auf dem Rhein für den normalen Kies- und Sandbetrieb vorhandene Gerät reichte hierfür nicht aus. Die Arbeiten wurden daher der Firma Dyckerhoff & Widmann übertragen, die zufällig auf dem Rhein einen gerade fertiggestellten Seebagger zur Verfügung hatte, der zur Vornahme von Felsbaggerungen nach Marseille bestimmt war. Der Bagger ist 52 m lang, 10 m breit, hat 3,80 m Seitenhöhe und ist mit einer 400-PS-Dreifach-Expansionsdampfmaschine, einer Eimerkette für Sand und Kies mit 800-1-Eimern und einer für Fels mit 450-1-Eimern ausgerüstet. Die Baggertiefe beträgt 14 bis 22 m, die Leistungsfähigkeit mit der Sand-Eimerkette 700 bis 800 m³/h, mit der Felskette 200 bis 300 m³/h.

Für die Arbeiten im Rhein wurde die Fels-Eimerkette aufgelegt. Die angegebenen Leistungen konnten nicht erzielt werden, da keine Klappschuten genügender Größe vorgelegt werden konnten. Der erforderliche häufige Schutenwechsel brachte ebenso wie die an der Baustelle rege Schifffahrt Zeitverlust. Bei vorbeifahrenden Bergzügen mußte die Seitenankertrosse jedesmal nachgelassen werden.

Die Vorwurfsteine — Basaltsäulen sowie Betonklötze 50 × 50 × 50 cm groß — bewältigte der Bagger ohne Schwierigkeiten. Die Rundholzpfähle von bis zu 50 cm Durchm. wurden von den Eimerschnitten glatt abgeschnitten. Sie mußten daher ganz ausgebaggert werden. Sowie am Auftreten von Holzsplittern festgestellt wurde, daß die Kette auf einem Pfahl lag, wurde der Bagger etwas zurückgenommen und die Leiter soweit gesenkt, bis unter fortwährendem Abschaben des Pfahles das Reststück mit der Spitze erschien. Gegenüber der normalen Baggertiefe von 3,90 m mußte an den Pfählen die Eimerkette bis 7,50 m gesenkt werden. Ebenso wurde beim Entfernen der Spundbohlenreste verfahren. Auch hier wurden die schweren Spundbohlen (bis 28 × 52 cm groß) vom Bagger gezogen, sobald er tief genug anfaßte. Nach 33 Baggertagen war der gesamte Vorwurf — etwa 16 000 m³ — einschl. Pfähle und Spundbohlen entfernt. Die Schwierigkeit der Arbeiten erhellt auch daraus, daß drei der schweren Manganstahl-Eimer — ein Eimer mit Zwischenglied wiegt 2 t — gerissen waren.

3. Abbruch der Flutbrücken.

Die Flutbrücken bestanden aus 16 linksrheinischen bzw. 6 rechtsrheinischen Gewölben von 15,69 m Spannweite sowie den dazu gehörenden Zwischen- und Gruppenpfeilern. Die Gewölbe waren in Ziegelsteinen gemauert, die Zwischenpfeiler ebenfalls in Ziegelsteinen mit teilweiser Werksteinverkleidung und die Gruppenpfeiler in Bruchsteinmauerwerk mit Bruch- und Werksteinverblendung.

Rechtsrheinisch lagen unter den Bogen Hafen- und Werkanschlußgleise sowie Aufstellgleise für Leerwagen, während linksrheinisch das Gelände unbenutzt war. Der rechtsrheinische Abbruch mußte auf den Betrieb dieser Gleise Rücksicht nehmen. Die Sprengungen mußten so bemessen werden, daß Sprengung und Räumung der Gleise in festgelegten Pausen erledigt werden konnten.

Beim Abbruch rechtsrheinisch geschah das Bohren der Löcher und das Sprengen wie bei den Strompfeilern. Bei den Gewölbeaufbauten und den Gewölben selber waren die Löcher kürzer; so erhielten die Gewölbe bei 1,10 m Stärke nur 0,60 m tiefe Löcher, die auch entsprechend schwächer geladen wurden.

Zunächst wurden die Aufmauerungen auf den Gewölben und die in den Zwickeln liegenden, der Brückenachse parallel laufenden Sparbögen gesprengt (Abb. 20). Dann wurden die Gewölbe in einzelnen, etwa 1 m breiten Ringen abgesprengt (Abb. 21), bis das Reststück von 2 bis 3 m Breite auf einmal heruntergeholt werden konnte (Abb. 22).

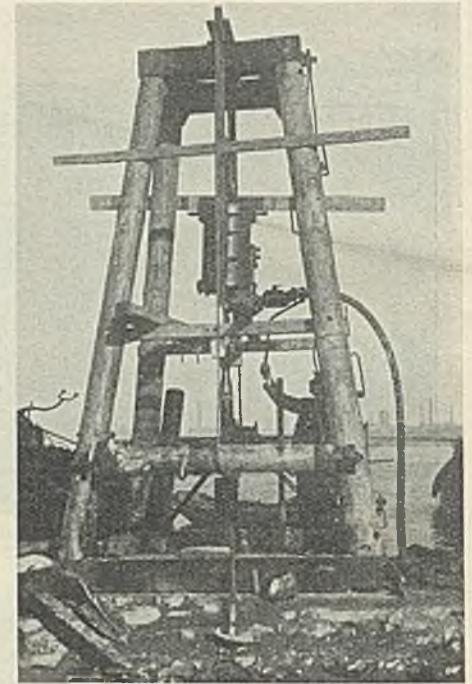


Abb. 19. Bohren der großen Sprenglöcher mit Prebluftmotoren.



Abb. 20. Sprengen und Abräumen der Massen oberhalb der Bogen.

Der größte Teil der Trümmer, die nach dem Sprengen fast durchweg verladerechte Größe hatten, mußte auf Klappschuten geladen und in einem etwa 12 km entfernten Baggerfeld geklappt werden.

Einfacher gestaltete sich der Abbruch der linksrheinischen Flutbrücke. In einem Abstände von 4 Wochen wurde je $\frac{1}{3}$ der Gesamtlänge — fünf Bogen mit vier Zwischen- und einem Gruppenpfeiler — auf einmal niedergelegt.

Die im Mittel 3 m starken Zwischenpfeiler von 330 m³ Inhalt erhielten unter den Gewölben in drei Reihen übereinander 15 waagerechte Bohrlöcher, die etwa 1,80 m tief von einer Längsseite aus vorgetrieben waren. Die sehr kräftigen Vorköpfe erhielten außerdem noch je 4 Bohrlöcher gleicher Art, so daß in jedem Zwischenpfeiler 23 Löcher angebracht wurden. Die im Mittel 7,50 m starken Gruppenpfeiler von 835 m³ Inhalt wurden an beiden Längsseiten und den Vorköpfen mit insgesamt 42 Bohr-

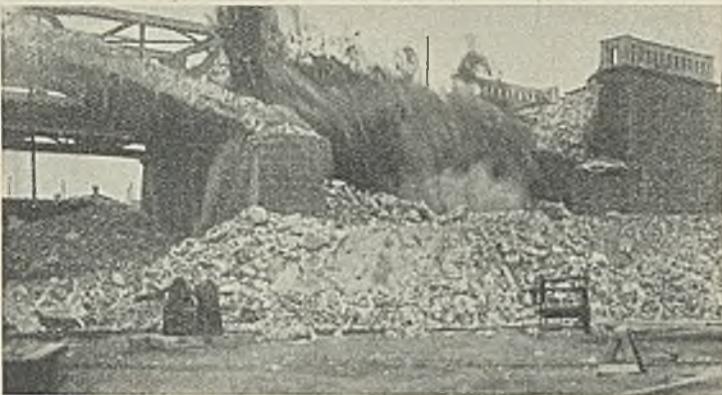


Abb. 22. Sprengen des letzten Ringes eines Gewölbes.

löchern versehen. Die Bohrung geschah mit Schneckenbohrern mit Segment-schneide von 3,5 cm Durchm., die durch Druckluft angetrieben wurden, die Sprengung elektrisch auf einmal. Die Trümmer (Abb. 23) wurden nach Zerkleinerung durch Sprengung und druckluftbetriebene Abbauhämmer in ein benachbartes Bühnenfeld eingebaut.

Der Gesamthalt einer auf einmal gesprengten Gruppe betrug etwa 3700 m³. Die Bohrlöcher der vier Zwischenpfeiler wurden mit insgesamt 110 kg, die eines Gruppenpfeilers allein mit 110 kg Ammonit geladen.

4. Allgemeines.

Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion betrug 2900 t, die gesamten Mengen der abgebrochenen Steinbauten betragen 36 000 m³ Mauerwerk und Beton und die gesamten Baggermassen etwa 24 000 m³.

Die Gesamtkosten betragen rd. 1,35 Mill. RM, wobei der Erlös aus dem Verkauf des Schrotts der Eisenkonstruktion und der Bleiabdeckung der Flutbrücken im Betrage von 188 000 RM abgezogen ist.

Der Abbruch der Eisenkonstruktion wurde in 8 Monaten durch eine für diese Arbeit gegründete Arbeitsgemeinschaft der Fried. Krupp AG. Rheinhausen und der Gesellschaft Harkort durchgeführt, der Abbruch der Strompfeiler einschl. der Baggerungen in 11 Monaten und der der rechtsrheinischen Flutbrücke in etwa $3\frac{1}{2}$ Monaten durch die Firmen



Abb. 21. Sprengen der Gewölbe in einzelnen Ringen.

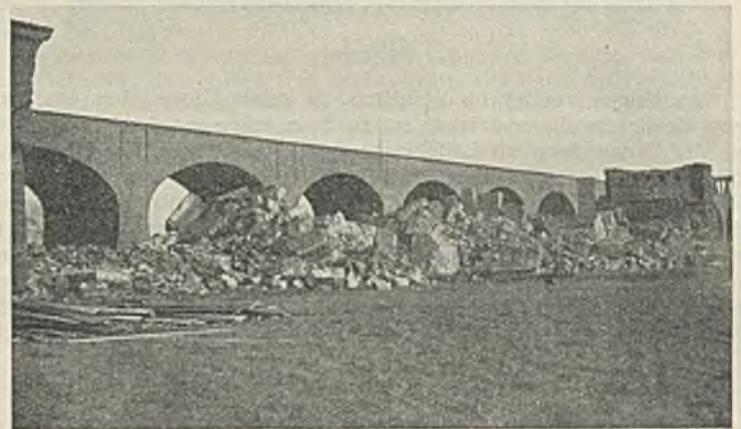


Abb. 23. Nach der Sprengung.

Dyckerhoff & Widmann, Filiale Düsseldorf, und Fr. Flohr, Kiel, der Abbruch der linksrheinischen Flutbrücke in 3 Monaten durch die Firmen Fritz Pilgram, Köln-Mülheim, und Gebr. Scheffel, Köln-Kalk. Sämtliche Arbeiten sind ohne Unfall ausgeführt und bis zum Januar 1930 beendet worden.

Alle Rechte vorbehalten

Neuere Kleinlöffelbagger.

Von Dipl.-Ing. M. R. Ehrft, Berlin.

Die Kosten für Transport, Auf- und Abbau von Baumaschinen sind bei kleineren Baustellen zuweilen im Verhältnis zu der zu leistenden Arbeitsmenge so groß, daß ein wirtschaftlicher Betrieb nicht möglich ist. Der Bauunternehmer ist dann gezwungen, auf die Handarbeit zurückzugreifen, was sich in den verhältnismäßig hohen Fertigstellungskosten des Bauwerks widerspiegeln muß.

Der einzige Weg, um auch kleineren und mittleren Baustellen die Vorteile einer weitgehenden Mechanisierung nutzbar zu machen, ist häufig die Senkung der obengenannten Kosten durch Einsetzen von möglichst vielseitig verwendbaren Geräten. Mit Hilfe einer derartigen Maschine lassen sich auf der gleichen Baustelle verschiedene Arbeiten ausführen, dagegen würde es sich im Hinblick auf die geringe Arbeitsmenge nicht lohnen, mehrere Sondergeräte einzusetzen. Voraussetzung für diesen Gesichtspunkt ist selbstverständlich, daß auf der betreffenden Baustelle das Einsetzen des Gerätes bei verschiedenen Arbeiten überhaupt in Betracht kommt. Die Beschaffung eines möglichst vielseitig verwendbaren

Gerätes ist besonders wichtig für kleinere oder mittlere Bauunternehmen, bei denen bekanntlich die Mechanisierung noch sehr im argen liegt, die aber für ein ausgesprochenes Sondergerät naturgemäß weit weniger Verwendung haben als ein Großbauunternehmen.

In richtiger Erkenntnis dieser Zusammenhänge hat die amerikanische Maschinenindustrie, begünstigt durch die drüben herrschenden hohen Arbeitslöhne, ihr Augenmerk auf den Bau von brauchbaren vielseitigen Kleingeräten gewandt. Soweit es sich um Tiefbauarbeiten handelt, waren diese Bemühungen von Erfolg gekrönt. Die amerikanischen Firmen haben im Laufe der Zeit ein „Universalgerät“ entwickelt, das mittels leicht austauschbarer Vorrichtungen benutzt werden kann als Löffelbagger, Greifbagger, Planierbagger, Grabenbagger, Schleppkübelbagger, Kran und Ramme.

Der Inhalt des Löffels bei Verwendung der Maschine als Löffelbagger schwankt etwa zwischen 0,2 und 1 m³. Das Gewicht des kleinsten Typs beträgt nur 7 t.

Erst verhältnismaßig spät hat sich die deutsche Maschinenindustrie entschlossen, diesem amerikanischen Beispiel zu folgen, wobei sicher die auch bei uns dauernd steigenden Löhne im Baugewerbe nicht ohne Einfluß geblieben sind.

Vor einiger Zeit brachte die Orenstein & Koppel AG. einen Löffelbagger heraus, der die obengenannten Umbaumöglichkeiten aufweist und in zwei Größen mit einem Löffelinhalt von 0,75 und 0,5 m³ lieferbar ist (Abb. 1). Hinsichtlich seiner konstruktiven Gestaltung, die bereits im deutschen Schrifttum behandelt worden ist¹⁾, seien an dieser Stelle nur einige besonders wichtige Punkte hervorgehoben.

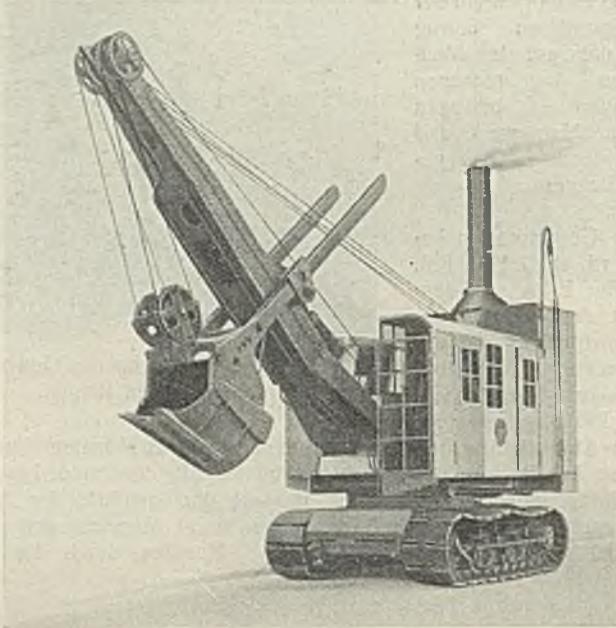


Abb. 1.

Der Bagger verfügt im Verhältnis zu seiner Größe über eine bedeutende Reichweite und ist in seinen Einzelteilen gut durchkonstruiert. Bei der Verwendung als Löffelbagger dient auch bei dieser Type als Löffelverschluß der gesteuerte Pendelschieber, der gegenüber den anderen Verschlüssen den Vorzug größerer Ausschütthöhe besitzt. Der Bagger wird wahlweise mit elektrischem, Diesel- oder Dampfantrieb geliefert. Im dritten Falle wird im Kessel Dampf von 12 at erzeugt, der auf dem Wege zu den drei Dampfmaschinen durch einen Zweikammerüberhitzer gelangt und hier auf 350° überhitzt wird. Die Fahrgeschwindigkeit der sich auf Raupenbändern fortbewegenden Maschine beträgt für gewöhnlich

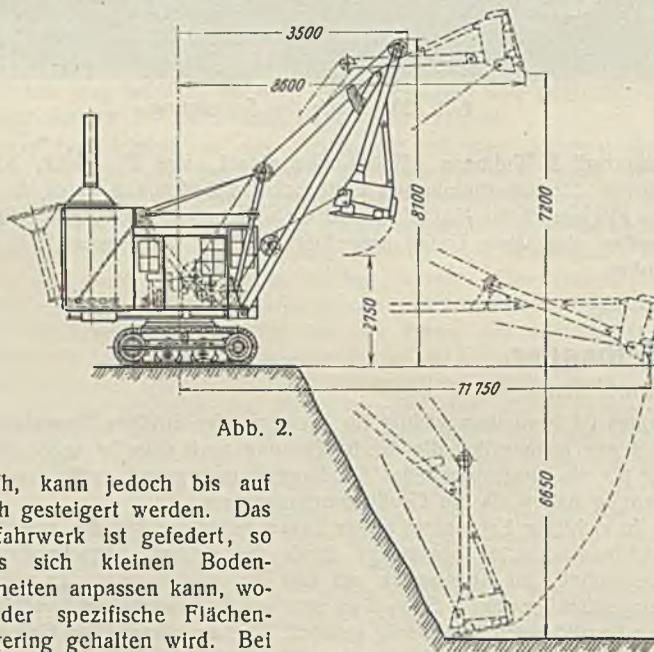


Abb. 2.

1,5 km/h, kann jedoch bis auf 2,5 km/h gesteigert werden. Das Raupenfahrwerk ist gefedert, so daß es sich kleinen Bodenunebenheiten anpassen kann, wodurch der spezifische Flächen- druck gering gehalten wird. Bei ganz aufliegender Raupenkette beträgt er beim betriebfertigen Bagger 0,76 kg/cm² und während des Arbeitens bei ungünstigster Stellung des Auslegers über einer Ecke der Raupenkette 1,7 kg/cm². Abb. 2 zeigt die Maschine mit der Ausrüstung als Tieflöffelbagger. Bei der Benutzung als Ramme hat das Gerät eine

nutzbare Höhe von 9 m und einen Rammhären von 800 kg. Das Konstruktionsgewicht der Maschine schwankt je nach dem Verwendungszweck zwischen 27 und 29 t.

Während dieser Bagger für Arbeiten mittleren Umfanges in Frage kommen dürfte, lassen sich die beiden²⁾ kürzlich auf dem Markt erschienenen Maschinen, die nachstehend behandelt werden, ohne Zweifel bereits bei kleineren Arbeiten wirtschaftlich verwenden.

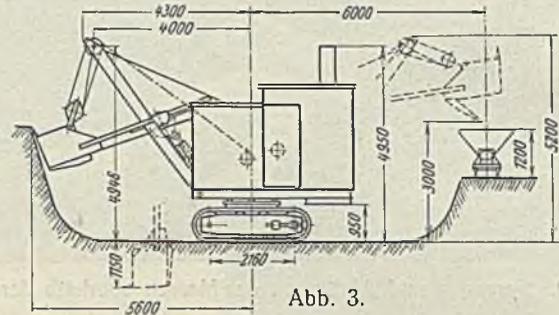


Abb. 3.

Der in Abb. 3 dargestellte Dampflöffelbagger der Maschinen- und Kranbau AG. Düsseldorf (MUKAG) hat einen Löffel mit einem Inhalt von 0,35 m³ und ein Konstruktionsgewicht von 18,7 t. Ein großer Vorteil liegt in der Tatsache, daß eine größere Demontage vor dem Versand bzw. Montage auf der Baustelle nicht notwendig ist, da die Abmessungen des Baggers so gehalten sind, daß er im zusammengebauten Zustande auf einem Wagen Platz findet (Abb. 4). Er wird in der Weise verladen, daß die Maschine mit eigener Kraft auf den Plattformwagen fährt und vor Versand lediglich das Schutzhaus abgenommen und Ausleger und Kessel umgelegt werden müssen. Dieser Umstand macht das Vorhandensein schwererer Hebezeuge auf der Baustelle unnötig.

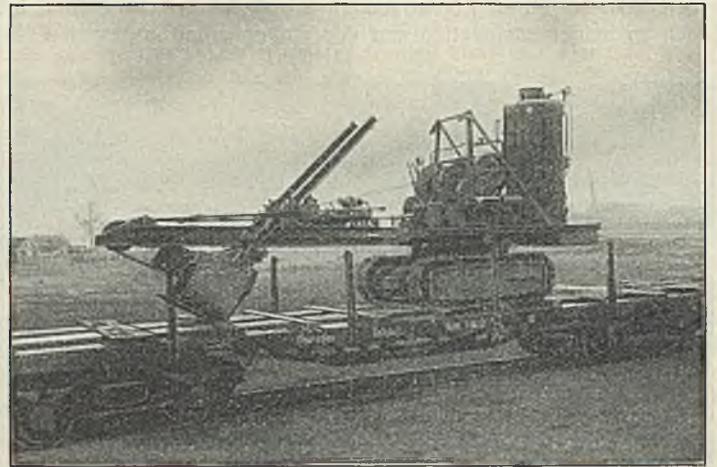


Abb. 4.

Der MUKAG-Kleinbagger läßt sich als Eimerseilbagger, Greifer, Stückgutkran und Ramme verwenden. Die Ramme besitzt eine Nutzhöhe von 6 m und einen Rammhären von 500 kg Gewicht.

Da der Bagger über eine Fahrgeschwindigkeit von 1,8 bis 2,4 km/h verfügt, kann er kleinere Entfernungen von Baustelle zu Baustelle ohne Verladung mit eigener Kraft überwinden, ohne daß allzu große Zeitverluste entstehen. Zum Antrieb dienen zwei Dampfmaschinen, von denen die Löffelmaschine auf dem Ausleger angebracht ist, während die im Führerhaus untergebrachte zweite Maschine zur Ausführung sämtlicher anderen Bewegungen des Baggers dient. Im übrigen weist der Bagger die übliche Konstruktion auf. Der spezifische Bodendruck der betriebfertigen Maschine beträgt 0,75 bzw. 1,5 kg/cm².

Bemerkenswert ist der in Abb. 5 u. 6 dargestellte Bagger der Weserhütte AG., Bad Oeynhausen. Er besitzt hinsichtlich des Transportes die gleichen Vorzüge wie die Maschine der MUKAG, mit dem Unterschiede, daß hier beim Verladen im allgemeinen auch keine Teildemontage des Schutzhauses notwendig ist. Wie die Abbildungen zeigen, ist das Führerhaus genau dem von der Reichsbahn vorgeschriebenen Profil angepaßt. Dieser Umstand ist die Folge der geringen Gesamthöhe des Baggers, die ihre Ursache in der Art des Antriebs hat (wahlweise Diesel oder elektrisch). Lediglich der Rollenträger auf dem Dache des Maschinenhauses muß vor dem Transport abgenommen werden. Bei der Ausführung der Weserhütte sind die Löffelstiele um einen festen Drehpunkt am Ausleger beweglich.

²⁾ Inzwischen hat auch die Firma Orenstein & Koppel AG. einen Universal-Kleinlöffelbagger mit 0,4 m³ Löffelinhalt herausgebracht.

¹⁾ Z. d. V d I 1930, Heft 28, S. 987.

Der Ausleger selbst wird während des Arbeitens durch ein Windwerk gehoben und gesenkt.

Das Gesamtkonstruktionsgewicht des Baggers beträgt 15 t, der Inhalt

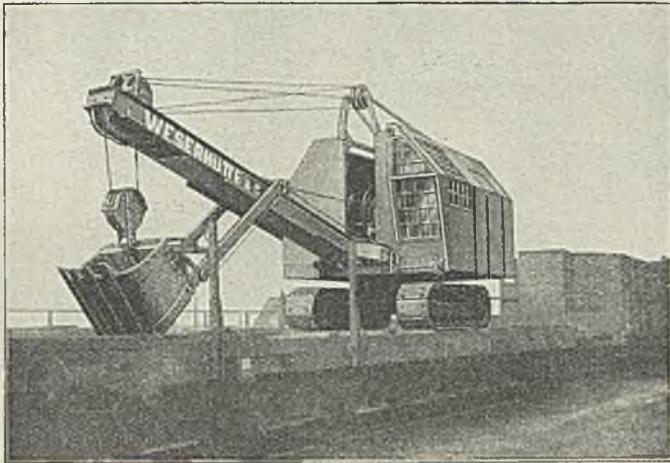


Abb. 5.

des Löffels 0,4 m³, und die Umbaumöglichkeiten sind die gleichen wie beim Bagger von Orenstein & Koppel AG. Die größte Baggertiefe bei Verwendung als Tiefbagger beträgt 4,0 m, der spezifische Bodendruck 0,75 kg/cm² (beim Fahren).

Wichtig ist, daß sämtliche Bagger im Serienbau hergestellt werden, wodurch kurze Lieferzeiten und schnelle Lieferung von erforderlich werdenden Ersatzteilen ermöglicht wird.

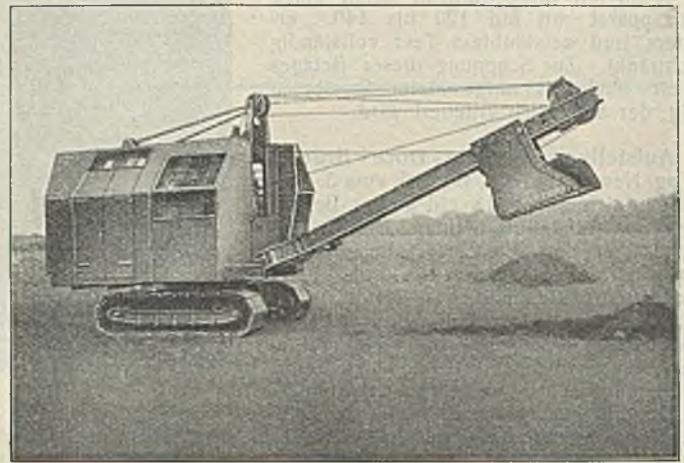


Abb. 6.

Die Maschinen füllen zweifellos eine bisher im deutschen Baggerbau bestandene Lücke aus, und es wäre zu wünschen, daß die Bauunternehmer von den ihnen damit zur Verfügung gestellten maschinellen Hilfsmitteln weitgehend Gebrauch machen.

Vermischtes.

Flughafen in St. Paul (Minn.). Nach Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, vom 21. August, S. 292, wurde im Jahre 1926 von der Stadt St. Paul (Minn.) ein in der Nähe des Zentrums und des Hauptpostamtes gelegenes Gelände am Ufer des Mississippi für den Bau eines Flughafens erworben, der infolge seiner besonderen Ausbildung bemerkenswert erscheint.

Die Pläne für die endgültige Ausführung waren 1928 fertiggestellt. Danach waren für einen zunächst zu erbauenden Teil im Dreieck liegende

Ein städtischer Flugzeugschuppen ist bereits seit 1927 im Betrieb. Er ist aus Mauerwerk und Tragwerken aus Stahl hergestellt mit einer Grundfläche von rd. 30 × 30 m, einer lichten Höhe von 4,85 m und einer lichten Torweite von 24,3 m.

Ein zweiter, noch im Bau befindlicher Schuppen der Stadt hat eine Grundfläche von 34,9 × 60 m bei 6,69 m lichter Höhe und 60,8 m lichter Torweite. Im Gegensatz zum ersten Schuppen, dessen Tore motorisch angetrieben werden, hat dieser auf Schienen laufende, von Hand zu bewegendes Schiebetore, die am Ende der 8,5 m weit ausgekragten Dachkonstruktion durch obere Rollen gestützt sind (Abb. 2). Zs.

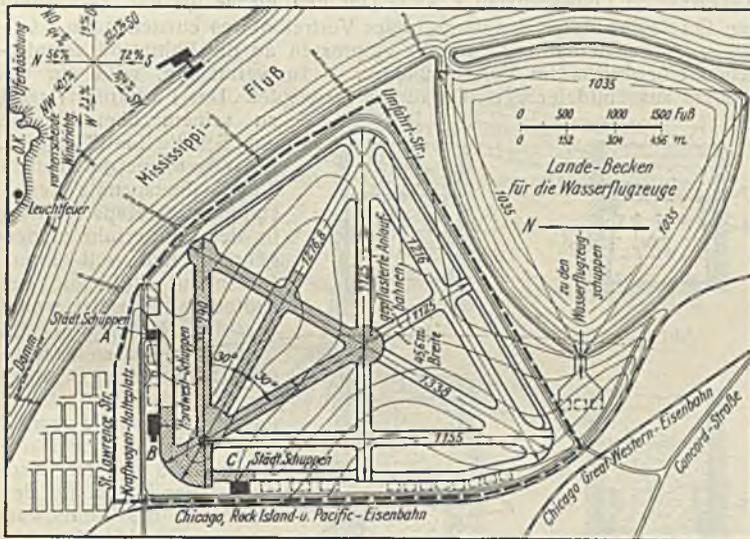


Abb. 1.

Anlaufbahnen vorgesehen, die im obenstehenden Grundriß (Abb. 1) schraffiert gekennzeichnet sind. Die Anordnung läßt eine spätere Erweiterung in ähnlicher Dreieckform zu. Nördlich des Flugplatzes ist bis zum Flußufer genügend Raum für Hotelbauten, Parkplätze für Automobile und sonstige Anlagen vorhanden.

Da aus dem Flußbett für die Aufschüttung des niedrig gelegenen Geländes nicht genügend Boden gewonnen werden konnte, so legte man im südlichen Teil ein Becken für Wasserflugzeuge an, unter Verwendung des dabei gewonnenen Bodens als Auffüllungsmaterial für den Hafen der Landflugzeuge. Der Platz vor den an der Nordwestseite gelegenen Flugzeugschuppen ist gepflastert. Ebenso ist um die Enden der Anlaufbahnen herum eine gepflasterte Umfahrt vorgesehen. Die Flugzeugschuppen sind zum Zwecke ihrer Entwässerung an die Kanalisation der Stadt angeschlossen, während die mit Rasen bepflanzte Flugplatzfläche durch eine Sand- und darüber ausgebreitete Schotterlage entwässert ist. Die Anlaufwege haben eine Asphaltschotterpflasterung, die mittels einer besonderen Raupenkettwalze bearbeitet wurden, um eine gleichmäßige Zusammenpressung auf der darunter liegenden, nachgiebigen Sandschicht zu erzielen.

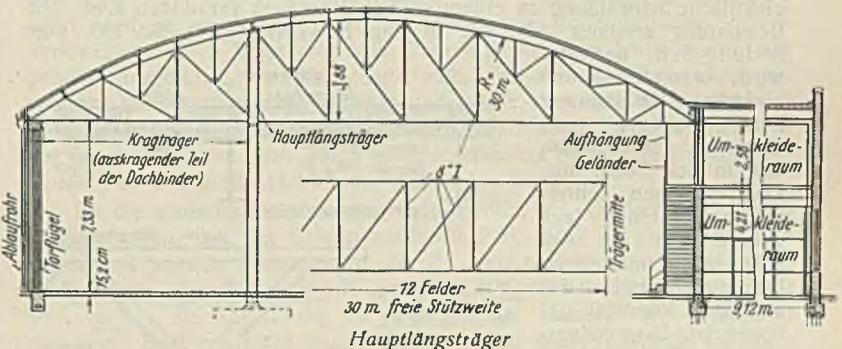


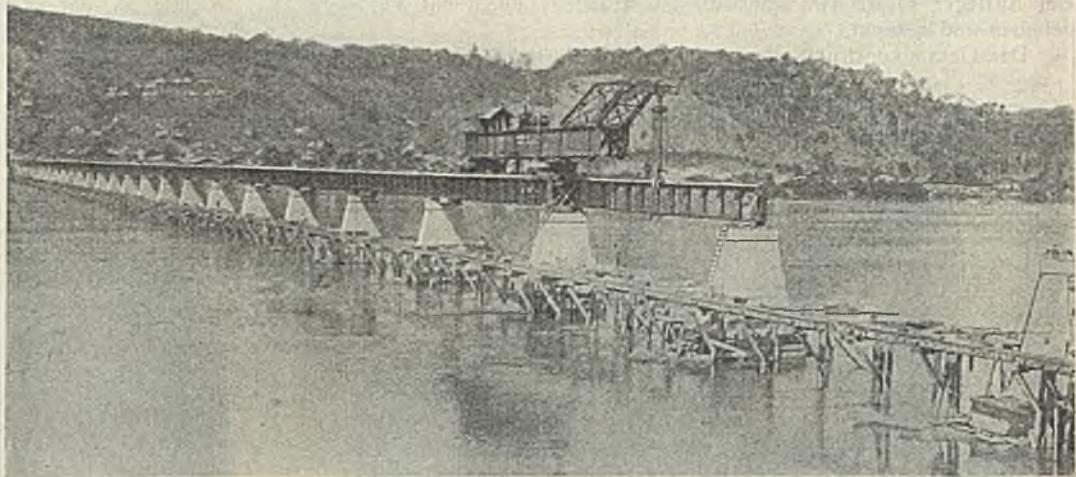
Abb. 2.

Manilahanseile als Brückenbelag. Über die Verwendung von Hanfseilen als Brückenbelag, besonders für bewegliche Fahrbahnen, ist bereits in der Bautechn. 1925, Heft 20, S. 266, von Dr.-Ing. Herbst berichtet worden. Dort ist schon angegeben, daß dieser Belag sich recht gut bewährt hat.

Wie wir einer Mitteilung der „Neuen Mannheimer Zeitung“ vom 26. November 1930 entnehmen, ist auch bei festen Brückenfahrbahnen Hanfseilbelag mehrfach, beispielsweise bei der umgebauten Diefenbücke bei Mannheim, mit gutem Erfolg angewendet worden. Der in diesen Fällen zur Herstellung der Seile benutzte Manilahanf, bekanntlich aus der Faser einer Bananenpflanze auf den Philippinen gewonnen, ist hartfaserig, hat aber sonst die gleichen Eigenschaften wie der gewöhnliche weichfaserige Schleifhanf. Zur Herstellung der Seile wird das Rohmaterial mit Teeröl durchtränkt und zu Rundseilen von etwa 10 mm Durchm. geflochten. Fünf solcher Rundseile werden auf besonders konstruierten Flechtmaschinen zu einem Vierkantseil von 35 bis 40 mm Stärke verflochten; diese wiederum werden zu einem Bande von etwa 25 bis 30 cm Breite nebeneinandergnäht. Die fertigen Bänder werden in jeder gewünschten Länge auf Rollen geliefert.

Als Unterlage für die Manilahanfseilbänder werden meistens Holzbohlen aus Jarra- oder Australholz (von 1,2 bis 1,4 spezifischem Gewicht) benutzt. Wegen des großen Ölgehaltes dieser Holzart ist ein Durchtränken gegen Witterungseinflüsse nicht erforderlich. Zur völligen Planlegung werden die Bänder mit Winden und anderen Hilfsmitteln gestreckt und

mit etwa 15 cm langen, breitköpfig geschmiedeten Nägeln auf die Holzunterlage befestigt. Der fertige Teppichbelag wird nach sorgfältigem Einpassen und Walzen mit leichteren Straßenwalzen durch einen Spritzapparat mit auf 120 bis 140° erhitztem und zerstaubtem Teer vollständig durchtränkt. Zur Schonung dieses Belages ist ein nochmals aufgewalzter Sandbelag nötig, der alljährlich erneuert wird.

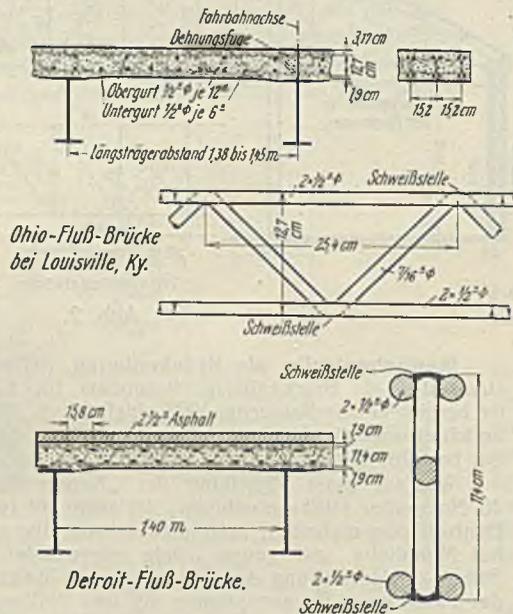


Aufstellung der Rio-Doce-Brücke. In Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, vom 3. Juli, befindet sich auf S. 18 ein kurzer Bericht über die Aufstellung einer Blechträgerbrücke über den Rio Doce, die von der Firma Soares de Sampaio & Cia., Ltd., Rio de Janeiro, entworfen und ausgeführt wurde. Es handelt sich hierbei um eine Brücke für Straßen- und Eisenbahnverkehr zur Verbindung des nördlichen und südlichen Teiles des Staates Espirito Santo von Brasilien.

Der Fluß ist an der Baustelle der Brücke 760 m breit und etwa 6 m tief. Die Betonpfeiler der Brücke stehen im Abstände von 25,8 m auf sandigem Untergrund. Die Öffnungen wurden von 26 gleichen, vollwandigen Parallelträgern überspannt. Jedes dieser Tragwerke hatte ein Gewicht von 46 t, wobei der größte Montage teil bei einer Länge von etwa 9 m rd. 6 t schwer war. Da ein Aufbau der Brücke mit Hilfe von Gerüsten sehr teuer gewesen wäre, entschloß man sich, einen fertigen Brückenteil als fahrbaren Auslegerkran auszubilden und damit die einzelnen Träger, von einem Brückenende beginnend, nacheinander vorzustoßen, wie dieses aus nebenstehender Abbildung ersichtlich ist. Der als Kran dienende fertige Brückenteil stand am Hinterende und in der Mitte auf Fahrgestellen und war durch einen Kabelzug vom Brückenende aus antreibbar. Am Vorderende war ein Ausleger von 6 m Länge angebracht, so daß der Lasthaken bis über die Mitte der zu überbrückenden Öffnung vorgeschoben werden konnte. Die letzte, also die 26. Öffnung wurde schließlich mit Hilfe eines Holzgerüsts ausgebaut, nachdem der Ausleger und ein am Hinterende aufgesetztes Gegengewicht von dem fahrbaren Teil wieder abmontiert worden war.

Die sinnvolle Bauausführung ermöglichte die Fertigstellung von 22 Öffnungen binnen 32 Werktagen. Zs.

Biegungsfeste Bewehrung aus Rundstäben mit Schweißverbindungen. Für die Eisenbetondecke der Fahrbahnen einiger Brücken, der Ohio-Brücke bei Louisville und der Ambassador-Brücke bei Detroit, wurden neuartige Bewehrungen aus Rundstahl verwendet, die durch elektrische Schweißung zu einem steifen Gitterwerk verbunden sind. Die Bewehrung zeichnet sich, wie in Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, vom 3. Juli, S. 8, berichtet wird, besonders durch einfache Handhabung beim Verlegen und durch ein gutes Einbinden in den Beton aus. Die einzelnen Gitterwerke bestehen aus Gurten von je zwei Rundstäben und einem Diagonalverband, der aus einem Rundstab gebogen ist. Diagonalverband und Gurte sind auf besondere, durch Versuche erprobte Weise verschweißt (vgl. Abbildung). Die für die Ohio-Brücke bestimmte Ausführung wurde im Versuchslaboratorium von Pittsburgh geprüft, und zwar an Gitterträgern von 1,72 m Spannweite bei Belastung durch eine Einzelkraft in Trägermitte. Hierbei zeigte sich durchweg ein gutes elastisches Verhalten. Zerstört wurde der Träger durch Ausbiegen des Obergurtes, ein Versagen der Schweißverbindungen wurde dagegen in keinem Falle beobachtet.



Die gesamte Fahrbahnbewehrung für die Ohio-Brücke wurde von der Macomber Steel Co. angefertigt; für die Herstellung der Gitterwerke der Ambassador-Brücke war außer der genannten Firma noch die Mc Clintic-Marshall Co. beschäftigt. Zs.

Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen. Zu dem jüngst erschienenen Entwurfe der neuen Eisenbetonbestimmungen (Teil A), auf den in der Bautechn. 1931, Heft 2, hingewiesen ist, werden folgende Berichtigungen bekanntgegeben:

auf S. 2 links: $F_{i,s}$ = rechnermäßiger Querschnitt . . . mit Berücksichtigung der Längs- und der Umschnürungsseisen (nicht Länge); auf S. 4 rechts, Schluß der Fußnote 4: „vgl. auch Fußnote 7* (nicht 6). Auf S. 18 links muß die Formel (18) lauten:

$$F_{i,s} = F_k + \dots \text{ (nicht } F_b + \dots \text{)}$$

und die Formel (19) $F_i = F_b + \frac{\sigma_s}{W_b 28} \cdot F_e$.

Auf S. 20 rechts, letzte Zeile, muß es heißen:

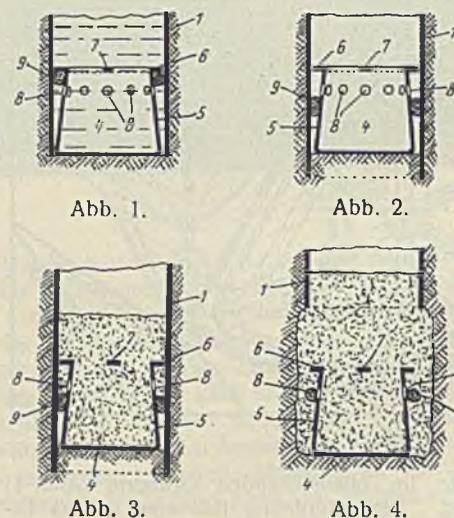
„jedoch nicht mehr als 75 kg/cm²“ (nicht 65 kg/cm²).

Berichtigung. In der Bautechn. 1931, Heft 2, S. 29, sind die Beschriftungen der Abb. 5 u. 6 einschließlich der Nummern miteinander zu vertauschen.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verschlußkörper mit Dichtungsring für das untere Ende eines in das Erdreich niedergebrachten Futterrohres zur Herstellung von Ortpfählen aus Beton. (Kl. 84c, Nr. 505 312 vom 24. 7. 1927 von Walter Brechtel in Ludwigshafen a. Rh.) Um den bisher bei der Herstellung von Ortpfählen unter Benutzung eines Vortreibrohres entstehenden Nachteil — Aufrechterhaltung des zum Anpressen an die Rohrwand erforderlichen Überdrucks im Verschlußkörper — zu vermeiden, wird ein besonders ausgebildeter Verschlußkörper verwendet. Das Futterrohr 1 trägt an seinem oberen Ende eine Schelle 2 mit Griffen 3. Die oben offene, durch einen Steg 7 überspannte kegelförmige Kapsel 4 wird in dem Futterrohr niedergebracht und mit ihrem Boden auf die Sohle des Erdloches aufgesetzt, wobei der mit Reibung in das Futterrohr 1 passende elastische Dichtungsring 9 gegen den Flansch 6 am oberen Rande der Kapsel 4 gepreßt wird und die Durchtrittsöffnungen 8 in der Wandung 5 der Kapsel für den Durchtritt des Grundwassers freigibt (Abb. 1). Als dann wird das Futterrohr mittels der Schelle noch ein Stück tiefer in den Untergrund eingeschnitten, wobei der Dichtungsring 9



nach unten mitgenommen wird und die Öffnungen 8 gegen das untere Rohrende abschließt (Abb. 2), so daß, wenn jetzt das Grundwasser aus dem Futterrohr entfernt wird, kein weiteres Wasser aus dem Erdreich nachfließen kann. Ist das Futterrohr wasserfrei, dann wird durch Einpressen von Beton ein Stopfen gebildet (Abb. 3) und hierauf durch schichtweises Weiterfüllen und Festpressen von Beton unter gleichzeitigem Hochziehen des Futterrohres (Abb. 4) der Ortpfahl fertiggestellt.

INHALT: Der Allerdüker unter dem Mittelandkanal. — Versuch zur Ermittlung des Wasserdrucks auf eine elastische Dichtung eines Betonstollens in einem Wehrkörper. — Der Abbruch der alten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Düsseldorf-Hochfeld. — Neuere Kleinlöfleinbagger. — Vermischtes: Flughafen in St. Paul. — Manillanhanfelle als Brückenbelag. — Aufstellung der Rio-Doce-Brücke. — Biegungsfeste Bewehrung aus Rundstäben mit Schweißverbindungen. — Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen. — Berichtigung. — Patentschau.