

# DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 22. August 1930

Heft 36

## Probekbelastungen in Friedrichshafen zur Erkundung der Tragfähigkeit des Baugrundes.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Der Baugrund im Bereiche der Bahnanlagen in und um Friedrichshafen besteht aus einer zwischen 15 und 20 m mächtigen Schwemmsand-(Pfoh-)sandschicht mit tonigen und leetigen Bestandteilen. Darunter stehen zähe Tone in nicht bestimmter Mächtigkeit an.

Ein Teil der bestehenden Bauwerke (Hochbauten, Brücken, Hafemauern und Stützmauern) steht auf Holzpfählen; der andere Teil ist unmittelbar auf den Schwemmsand aufgesetzt, wobei die Sohle der Grundkörper meist unter dem Grundwasserspiegel liegt. Beide Gründungsarten haben sich im Betriebe bewährt. Bei der Flachgründung sind wohl kleine Senkungen aufgetreten, die sich aber in keinem Fall schädlich ausgewirkt haben. In allen diesen Fällen ist im Laufe der Zeit ein Ausgleichzustand eingetreten. Die mittlere Bodenpressung ist für die derzeitigen Betriebslasten bei der Flachgründung zu 1,5 bis 2,5 kg/cm<sup>2</sup> festgestellt worden, die ungünstige rechnerisch ermittelte Kantenpressung bis zu 3 kg/cm<sup>2</sup>. Die 12 bis 18 m langen Holzpfähle (Durchm. 25 bis 30 cm am Kopfende) sind mit 12 bis max 15 t belastet.

Ein weiterer Belastungsversuch sollte am Hafen ausgeführt werden, um die Tragfähigkeit des Baugrundes an der Stelle des künftigen Empfangsgebäudes festzustellen. Zu diesem Zweck wurde unter einem Sackgleis des Hafenbahnhofes ein Betonpfeiler mit 1 m<sup>2</sup> Grundfläche in 4,40 m Tiefe unter Schienenoberkante auf den Schwemmsand aufgesetzt, über dem Grundkörper eine Hilfsbrücke eingebaut und auf die Dauer des Versuchs mit einer Lokomotive belastet (Abb. 2). Durch Einschaltung von zwei Druckwasserpressen zwischen der belasteten Hilfsbrücke und dem Betonpfeiler und Betätigung der Pressen konnte in dem Rahmen des Versuches jede gewünschte Belastung des Baugrundes erzeugt werden. Durch

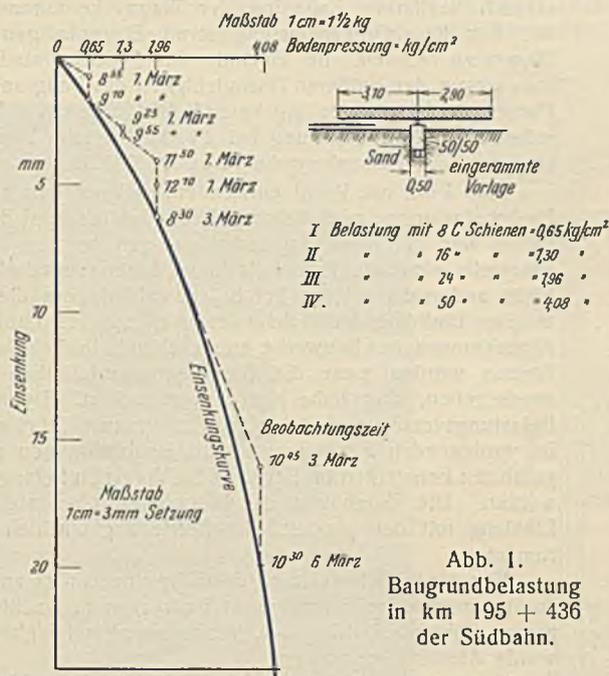


Abb. 1. Baugrundbelastung in km 195 + 436 der Südbahn.

Bei der Entwurfbearbeitung der Kunstbauten für den geplanten Bahnhofumbau Friedrichshafen sind eingehende Untersuchungen über die technisch und wirtschaftlich vorteilhafteste Gründungsart angestellt worden. Um zuverlässige Vergleiche zu erhalten, wurden Probepfahlrammungen und Grundkörperprobekbelastungen ausgeführt. Für die Kostenvergleiche war die Annahme der zulässigen Baugrundbelastung bei der Plattengründung von entscheidender Bedeutung. Dabei mußte von vornherein mit kleinen Einsenkungen gerechnet werden. Durch konstruktive Maßnahmen (Bewegungsfugen) und die Wahl statisch bestimmter Tragwerke können die Einsenkungen bis zu einem gewissen Grade unschädlich gemacht werden. Die Annahme der größten zulässigen Einsenkung ist im übrigen Gefühlssache.

Um rasch zu einem vorläufigen Ergebnis zu gelangen, wurden zunächst an der Aachbrücke bei km 195 + 698 der Südbahn und auf dem Bahnhof Löwental in km 195 + 436 Betonkörper von 50/50 cm Querschnitt auf den Schwemmsand in frostfreier Tiefe aufgesetzt und in üblicher Weise mit Schienen belastet.

Die Versuchsanordnung und die Ergebnisse der Probekbelastung sind aus Abb. 1 u. 1a zu ersehen. Die Belastungen wurden stufenweise gesteigert, die Einsenkungen jeweilig nach dem Aufbringen der Lasten und weiterhin auf jeder Belastungsstufe so lange beobachtet, bis eine merkliche Zunahme nicht mehr festzustellen war. Auf diese Weise wurde die in Abb. 1 dargestellte Kurve der bleibenden Einsenkungen in bezug auf die spezifischen Bodenpressungen erhalten.

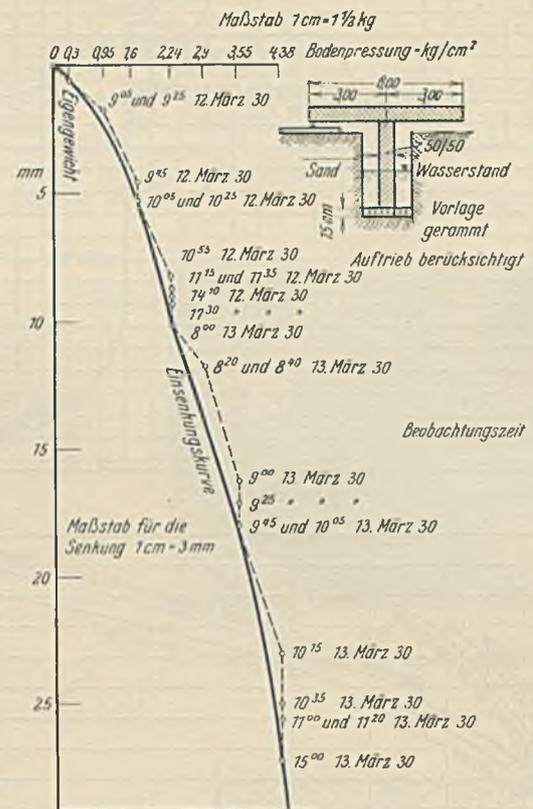


Abb. 1a. Baugrundbelastung in km 195 + 698 der Südbahn.

Zwischenentlastungen konnten außerdem federnde und bleibende Eindrückungen für die verschiedenen Belastungsstufen ermittelt werden. Die Einsenkungen wurden zu beiden Seiten der Betonpfeiler mit dem Griotschen Meßgerät des Brückenprüfungswagens gemessen, das Ablesungen von  $\frac{1}{100}$  mm gestattet.

Bei der Betätigung der Druckwasserpressen wurde der Druck am Manometer abgelesen und so geregelt, daß die Bodenpressung stufenweise von 0,5 kg/cm<sup>2</sup> auf 1,0 — 1,5 — 2,0 — 2,5 — 3,0 — 3,5 — 4,0 — 4,5 und 5,0 kg/cm<sup>2</sup> gesteigert wurde. Auf die Dauer der Belastungseinwirkung bei den einzelnen Belastungsstufen konnte die Gleichmäßigkeit des Druckes mit Hilfe der Druckwasserpumpe gewährleistet werden.

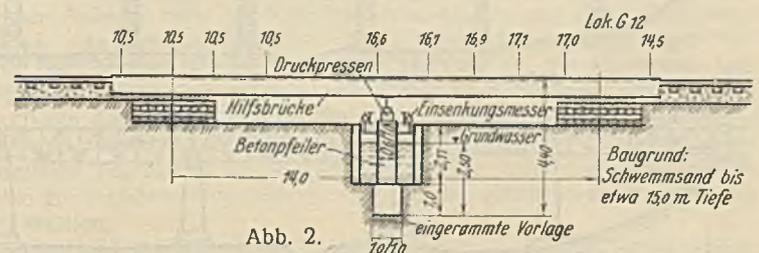


Abb. 2.

In Abb. 3 sind die beobachteten Einsenkungen bezogen auf die Belastungsdauer aufgetragen. Dabei ergab sich der dort stark ausgezogene charakteristische Linienzug. Mit Rücksicht auf die zur Bedienung der

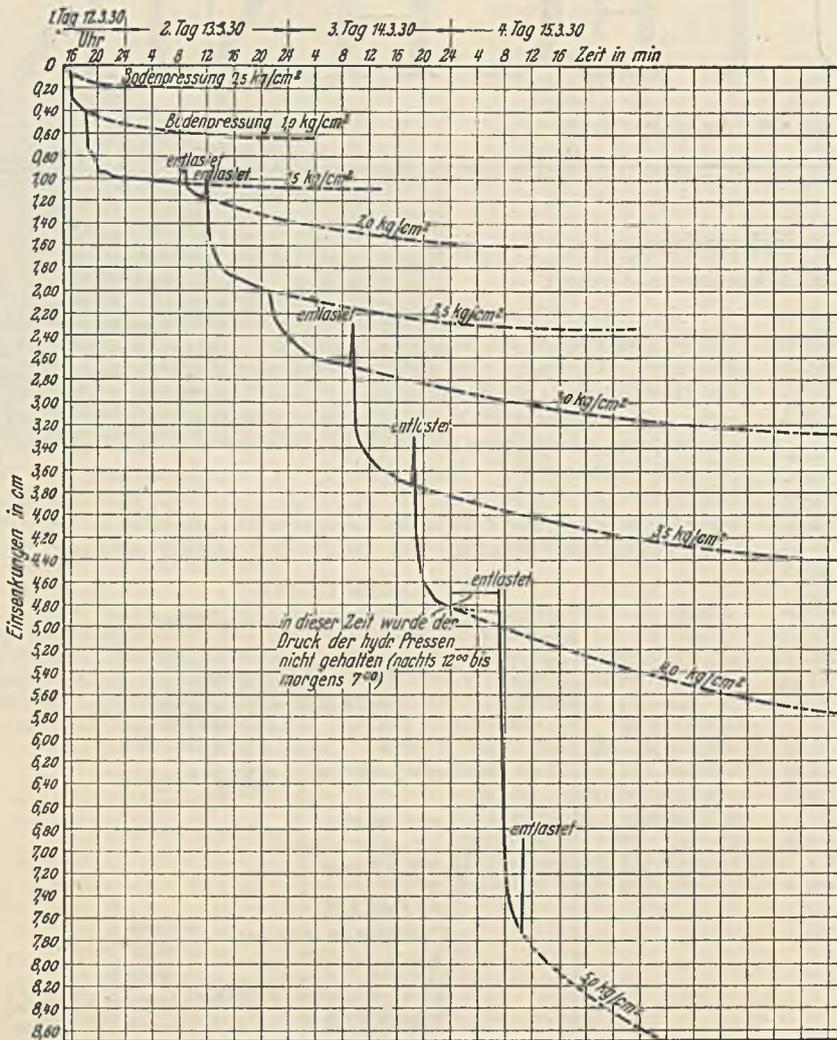


Abb. 3.

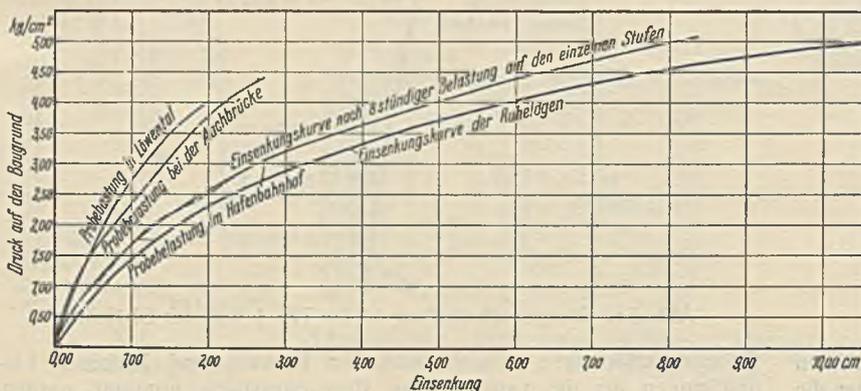


Abb. 4.

Pumpen und Vornahme der Ablesungen erforderlichen Hilfskräfte konnte die Belastungsdauer auf jeder Stufe nicht bis zum vollständigen Ruhezustand ausgedehnt werden. Der vermutliche weitere Verlauf der Einsenkungskurven bei länger dauernder Belastung ist geschätzt und in Abb. 3 in den gestrichelten Linien dargestellt. Die Einsenkungen (bezogen auf die Zeit) weisen übereinstimmend eine asymptotische Annäherung an die Waagerechte auf. Mit den geschätzten Endwerten der Einsenkung beim Erreichen des Ruhezustandes konnte schließlich die Linie der Einsenkungen bezogen auf die Bodenpressungen aufgetragen werden (Abb. 4), aus der die zu erwartende Einsenkung eines Bauwerkes bei einer bestimmten, gleichmäßig verteilten Bodenbelastung abgelesen werden kann.

Zum Vergleich sind noch die gemessenen Einsenkungen nach jeweils achtstündiger Belastungsdauer und die Ergebnisse der Probelastungen an der Aachbrücke und auf Bahnhof Löwental in die Abb. 4 eingetragen worden. Hiernach scheint der Baugrund beim Hafengebäude nachgiebiger zu sein als an der Aachbrücke und in Löwental. Wegen der größeren Grundfläche des Betonpfeilers im Hafengebäude 1,0 x 1,0 m gegenüber 0,5 x 0,5 m bei den Betonpfeilern an der Aachbrücke und in Löwental und der größeren Tiefe der Sohle hätte man bei annähernd gleichem Baugrund im ersten Fall eher ein günstiges Ergebnis erwarten dürfen.

Nach dem Verlauf der Einsenkungskurven (Abb. 4) wurde bei der Aachbrücke und in Löwental eine Bodenpressung von 2,0 bis max 2,5 kg/cm² für zulässig erachtet, wobei statisch bestimmte Lagerung der Tragwerke vorausgesetzt ist. Für diese Grenzbelastung ist mit Einsenkungen bis zu 10 mm zu rechnen. Im Gelände des Hafengebäudes wird man wegen der größeren Nachgiebigkeit des Baugrundes bei Plattengründung unter 2,0 kg/cm² Bodenpressung bleiben müssen, da die Einsenkung bei 2 kg/cm² bereits 16 mm beträgt und die Einsenkungskurve rasch abfällt.

Man kann mit Recht einwenden, daß aus den wenigen Probelastungen noch keine sicheren Schlüsse auf das Verhalten der künftigen Bauwerke gezogen werden können. Einesteils sind die Probelastungsflächen verhältnismäßig klein, andererseits spielen bei Brückenwiderlagern die dynamischen Einflüsse der Verkehrslasten eine Rolle. Große, den Abmessungen der Bauwerke entsprechende Probelastungsflächen würden zwar die Einsenkungsverhältnisse besser wiedergeben, aber hohe Kosten verursachen. Dynamische Belastungsversuche sind bis jetzt nicht ausgeführt worden. Im vorliegenden Falle konnten die Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken im Betrieb zum Vergleich herangezogen werden. Die Ergebnisse der Probelastungen stehen im Einklang mit den praktisch im Betriebe gemachten Erfahrungen.

Von einer Untersuchung des Schwemmsandes auf Kornzusammensetzung, Raumgewicht im trockenen, feuchten und nassen Zustande, Dichtigkeit, Wasseraufnahmefähigkeit usw. wurde Abstand genommen.

Geplant ist bei den neu zu erstellenden Bauwerken, die Einsenkungen von Beginn der Herstellung an bis zur Fertigstellung und nachher im Betriebe an einbetonierten und dauernd zugänglichen Beobachtungsbolzen zu beobachten.

Alle Rechte vorbehalten.

### Der Umbau der Niddatalbrücke bei Assenheim (Oberhessen).

Von Reichsbahnrat Metzger, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Friedberg (H.).

#### Der alte Talübergang.

Die Assenheimer Brücke auf der Strecke Friedberg—Hanau überspannte das Niddatal in einer Breite von 300 m mit neun Fischbauchträgern von je 32,5 m Stützweite, die auf zwei steinernen Widerlagern und acht eisernen Gerüstpfählern von rd. 20 m Höhe aufruheten (Abb. 1).

Die Gerüstpfähler und die Überbauten für das erste Gleis wurden in den Jahren 1880/81 gebaut und die Überbauten für das zweite Gleis im Jahre 1893 aufgebracht, beide Arbeiten unter der Leitung der Eisenbahndirektion Hannover.

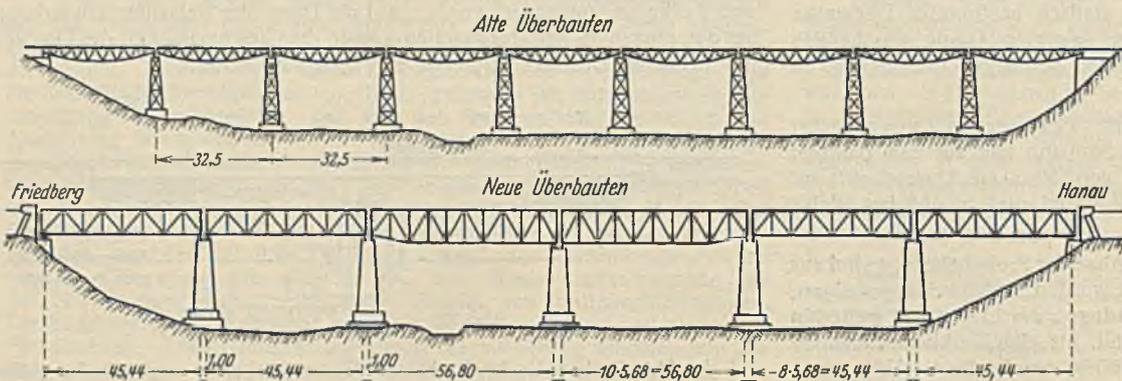


Abb. 2.

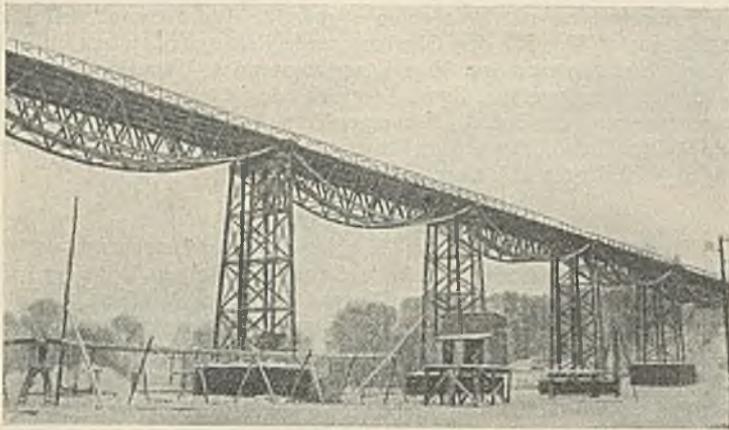


Abb. 1. Die alte Brücke.

Das Bauwerk bestand aus zwei getrennten Brückenzügen mit gemeinsamen Pfeilern. Die Systemskizze der alten Brücke, die aus Schweiß-eisen bestand und einteilige Querschnitte aufwies, zeigt Abb. 2. Auf jedem Gerüstpfeiler lagerten feste und bewegliche Auflager. Der statischen Berechnung war eine Belastung von 5,13 t/m Gleis für die Maschinen zugrunde gelegt.

Die Nachrechnung der Brücke ergab, daß Pfeiler und Überbauten der Klasse K angehörten. Beim Befahren der Brücke zeigten sich außergewöhnliche Seitenschwankungen, und bei einem mittleren Pfeiler wurde eine Abweichung von 8 cm aus der Lotrechten festgestellt. Acht Lager, die durch die starken Bewegungen der Brücke gebrochen waren, mußten

Grundwasser eine offene Baugrube mit eisernen Spundwänden vor. Bei dieser Gründungsart waren die bestehenden Pfeiler am wenigsten gefährdet. Ein Ausweichen des Bodens unter den alten überlasteten Pfeilern nach den Baugruben der neuen Pfeiler hin war durch die Larssen-eisen, die 5 bis 7 m in den Boden unter die neuen Fundamentsohlen hineinreichten, unmöglich gemacht. Eine unter mehreren großen Baufirmen vorgenommene Ausschreibung der Bauarbeiten, bei der es freigestellt war,

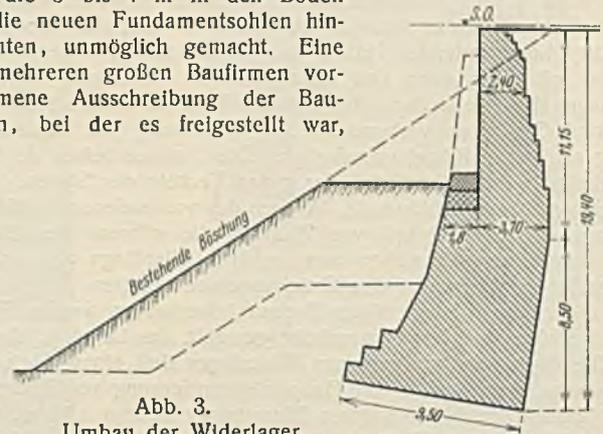


Abb. 3. Umbau der Widerlager.

eine andere Gründungsart für die Pfeiler vorzuschlagen, ergab keine bessere Lösung.

Von Einfluß auf die Gründungstiefe der neuen Pfeiler waren die Bodenverhältnisse an der Baustelle. Das geologische Profil, das dem Bau der alten Brücke zugrunde lag und durch zehn Bohrungen bis auf 20 m Tiefe ergänzt wurde, zeigte in der Hauptsache Tonschichten verschiedener Färbung mit Sand durchsetzt. Dazwischen lagerten fast auf

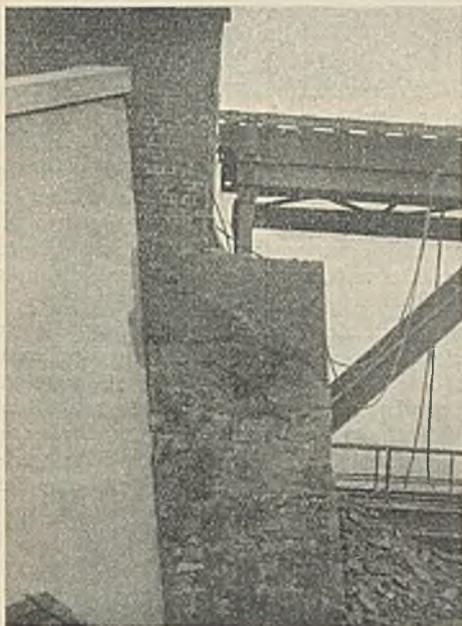


Abb. 4. Abbruch der Widerlager.

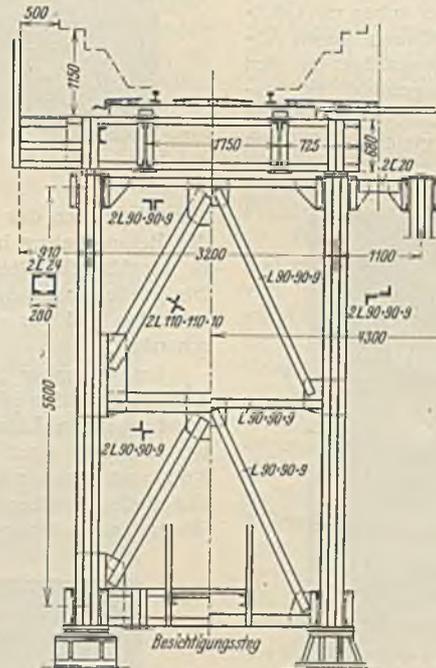


Abb. 5. Querschnitt der Eisenkonstruktion.

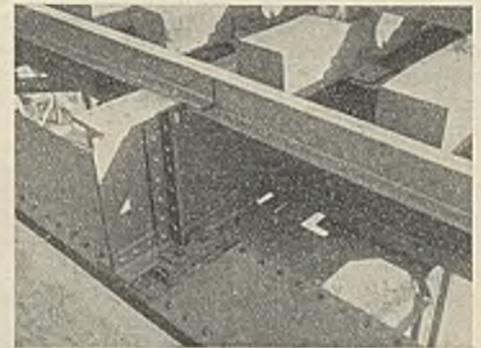


Abb. 6. Auflager der Querträger.

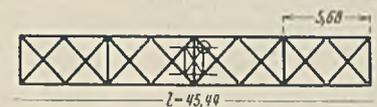


Abb. 7. Oberer Windverband.

bereits ausgewechselt werden. Die Bodenpressungen der vorhandenen Pfeilerfundamente waren sehr hoch. Mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit wurde die Brücke seit dem Kriege mit 40 km/h, die letzten zwei Jahre vor dem Umbau mit 30 km/h Geschwindigkeit befahren. Der Umbau, der bereits im Jahre 1913 geplant war, wurde um so dringender, als die Strecke Friedberg (H.)—Hanau nach dem Programm der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zu einer N-Strecke ausgebaut werden sollte. Die Strecke dient hauptsächlich dem Güterverkehr, besonders für Kohlen, die vom Ruhrgebiet kommen und nach Bayern, Österreich und Italien befördert werden.

**Das neue Bauwerk.**

Zwischen den bestehenden eisernen Gerüstpfeilern werden in der alten Bahnachse neue Betonpfeiler errichtet und Fachwerkträger auf diese aufgebracht. Die beiden alten Brückenzüge werden nacheinander durch die neue Konstruktion ersetzt und der eingleisige Betrieb erst auf die eine und dann auf die andere Seite verlegt. Neben anderen Entwürfen für die Ausführung des Umbaus stellte sich diese Lösung bei den technischen und wirtschaftlichen Voruntersuchungen als die zweckmäßigste heraus. Von einer Verstärkung der alten Konstruktion hatte man Abstand genommen. Für die Gründung der Pfeiler sah man mit Rücksicht auf die Nähe der alten Pfeiler, die Bodenverhältnisse und das zu erwartende

die ganze Breite der Talsohle eine Morastschicht von 3 m Mächtigkeit in etwa 3 m Tiefe, schwache Letteschichten mit Torf und Braunkohle durchzogen bis 14 m Tiefe herab und Sand- und Kieslagerungen bis 3 m Mächtigkeit, die stellenweise mit großen Basaltbrocken durchsetzt waren. Nach den Bodenschichten und den Probebohrungen zu urteilen, mußte mit starkem Wasserandrang gerechnet werden. Die Höhen der Betonpfeiler wurden mit Rücksicht auf den Bauvorgang so gewählt, daß die Pfeiler unabhängig vom Betriebe hochgeführt werden konnten und die neuen Auflager tiefer als Konstruktionsunterkante der alten Überbauten lagen. Die gewählte Aufteilung der gesamten Brückenlänge ergab sich aus betrieblichen und bautechnischen Gründen als die günstigste. Die Stützweiten und Systemhöhen der neuen Fachwerkträger sind in den mittleren Öffnungen etwas größer als an den Seiten. Die Stützweiten betragen 4mal 45,44 m und 2mal 56,80 m (Abb. 2). Die Höhen der mittleren Überbauten werden an den äußeren Auflagern ermäßigt, um eine gut aussehende Vermittlung zwischen den verschiedenen Trägerhöhen zu erzielen.

Die Längskräfte der Brücke werden durch Gruppenpfeiler aufgenommen. Pfeiler I, III und V sind als Gruppenpfeiler ausgebildet und haben dementsprechend größere Abmessungen erhalten (Abb. 14). Auf ihnen ruhen die festen Auflager der Überbauten. Die vorhandenen Widerlager waren

zur Aufnahme der Längskräfte zu schwach. Die Pfeiler erhalten einen Anzug von 1:10.

Die alten Endwiderlager der Brücke bleiben bestehen, nur die Auflager müssen tiefer gelegt werden. Zu diesem Zweck muß der vordere Teil des alten Ziegel- und Bruchsteinmauerwerks beseitigt werden, um Platz für die Auflager zu schaffen (Abb. 3 u. 4). Um die beim zweiten Brückenzug herzustellende Hälfte der Eisenbeton-Auflagerplatte der Widerlager mit dem ersten Teil einwandfrei zu vereinigen, werden die Eiseneinlagen bei Herstellung des zweiten Teils in Widerlagermitte mit Muffen und Gewinden verbunden. Zur Abstützung der beiderseitigen Böschung sind neue Flügel erforderlich. Die Umbauarbeiten der Brücke wurden dadurch ermöglicht, daß der ganze Verkehr der Strecke auf das eine Gleis gelegt werden konnte. Wegen des vorhandenen Gefälles und der geringen Geschwindigkeit von 20 km/h, die während des Umbaus auf der Brücke vorgeschrieben war, mußten allerdings alle schweren Güterzüge für die Bergfahrt eine Druckmaschine erhalten.

Für die eisernen eingeleisigen Fachwerküberbauten wurden Parallelträger mit 5,60 m und 7 m Systemhöhe gewählt, das ist rd.  $\frac{1}{9}$  der Stützweite. Die Breite der vorhandenen Widerlager ließ einen Gleisabstand von 4,30 m zu, woraus sich eine Hauptträgerentfernung von 3,20 m ergab (Abb. 5). Der Abstand der inneren Hauptträger beträgt 1,10 m, so daß die inneren Wandungen 77 cm voneinander entfernt sind. Die Feldteilung über die ganze Brücke beträgt 5,68 m. Der Baustoff ist St. Sl. Der Berechnung wurde der Lastenzug N zugrunde gelegt. Die Gewichte der Überbauten betragen 119 und 180 t, und das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion der 12 Überbauten einschl. der seitlichen Fußwege ergibt sich zu 1672 t.

Die Fahrbahnkonstruktion liegt auf den Obergurten. Die Längsträger und Querträger haben gleiche Höhe und sind beide genietet. Die Längsträger sind oben und unten mit Platten überbunden. Zwischen den Längsträgern liegt der Schlingerverband. Die Querträger ruhen mit Gleitlagern auf den Obergurtnoten auf und sind durch Klauen gegen Abheben gesichert (Abb. 6). In Brückenmitte sind die Längsträger an den oberen Windverband, der hier als Bremsverband ausgebildet ist, angeschlossen (Abb. 7). Abb. 8 zeigt den Anschluß der Längsträger an den Bremsverband von unten gesehen und Abb. 6 die gleiche Stelle von oben gesehen.

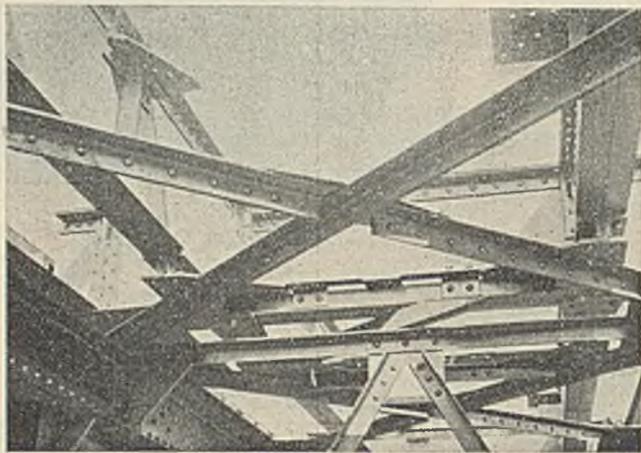


Abb. 8. Anschluß der Längsträger.

Die Hauptträger sind doppelwandig. Die Stabquerschnitte sind in üblicher Weise aus Stegblechen und Winkeln oder aus  $\square$ -Eisen zusammengesetzt und durch Querschotten und Bindebleche versteift.

Es ist sowohl ein unterer wie ein oberer Windverband vorgesehen. Die Auflagerkräfte des oberen Windverbandes werden durch Endquerrahmen in die Auflager geleitet. Zur Erleichterung der Montage sind Zwischenquerrahmen vorgesehen. Da diese rechnerisch keine Kräfte aufzunehmen haben, ist auf eine zentrische Einführung der Stäbe verzichtet (Abb. 5). Der untere Riegel der Endrahmen ist biegesteif, um ein Anheben der Überbauten durch Druckwasserpressen zu ermöglichen. Die Standsicherheit der Überbauten gegen seitlichen Wind ist zwar größer als 1, aber kleiner als das vorgeschriebene Maß 1,3. Zur Erhöhung der Standsicherheit wird daher jeder Überbau mit dem des Nachbargleises durch Gelenkstäbe aus zwei  $\square$  20 in Höhe des oberen Riegels des Endrahmens gekuppelt. Diese Kuppelstäbe sowohl wie die dazugehörigen Knotenbleche der Überbauten sind zur Vermeidung von Rostbildungen an den Berührungsstellen mit Messingplatten von 4 mm Stärke versehen.

Die Fahrbahn und der Streifen zwischen den beiden Gleisen sind mit Warzenblechen auf eichenen Unterlagshölzern abgedeckt. An den Außenseiten der Überbauten sind Fußwege angebracht, die etwas versenkt angeordnet sind, um die Schwellen leichter auswechseln zu können.

Die Fußwege sind mit Holzbohlen abgedeckt. Die Fußwegkonstruktion besteht aus St 37. Für den Oberbau wurde Reichsoberbau Lek mit Leitschienen und Schienen von 30 m Länge verwendet. Sämtliche Schienenstöße sind geschweißt. Zum Ausgleich der Längenänderungen sind Schienenauszüge der Bauart „Bochumer Verein“ eingebaut, und zwar über den Pfeilern II und IV mit einer Auszuglänge von 124 mm und über den beiden Widerlagern mit einer solchen von 54 mm.

#### Bauausführung.

Für die Beschaffenheit der Zuschlagstoffe zur Betonbereitung war die AMB der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zugrunde gelegt. Für die Ausführung wurde ein Grubenkies aus dem alten Mainbett bei Mühlheim gewählt, der sich bereits bei einem anderen Brückenbau bewährt hatte. Für die laufenden Untersuchungen der Baustoffe und des Betons war ein besonderer Prüfungsraum auf der Baustelle errichtet worden, der neben allen erforderlichen Geräten auch eine Druckpresse für 450 t

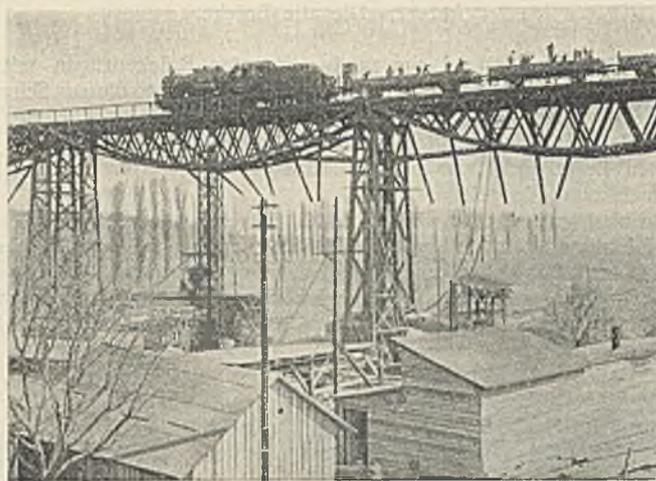


Abb. 9. Kiesentladung.

zum Abdrücken der Betonprobewürfel enthielt. Das Mischungsverhältnis des Betons betrug in den Fundamenten 1:10, in den Pfeilerschäften 1:8, in der Abdeckplatte 1:5 und in den Eisenbeton-Auflagerquadern 1:4. Die Pfeiler erhielten zur Erzielung eines besseren Aussehens einen Vorsatzbeton 1:4 aus gesiebtem Kiessand, wurden gestockt und die Ecken scharfirt.

Im November 1928 wurde mit der Einrichtung der Baustelle und dem Aushub der Pfeilerfundamente begonnen. Für die eisernen Spundwände wurden Larsseneisen Profil III von 8,10 und 14 m Länge verwendet, die durch zwei Dampfrahmen mit Bärgeichten von 1,8 und 3,6 t und einer mittleren Fallhöhe von 0,80 m geschlagen wurden. In den Bodenschichten mit Basaltablagerungen leisteten die Eisen großen Widerstand und zogen bei einer Hitze von zehn Schlägen nur etwa 1 cm.

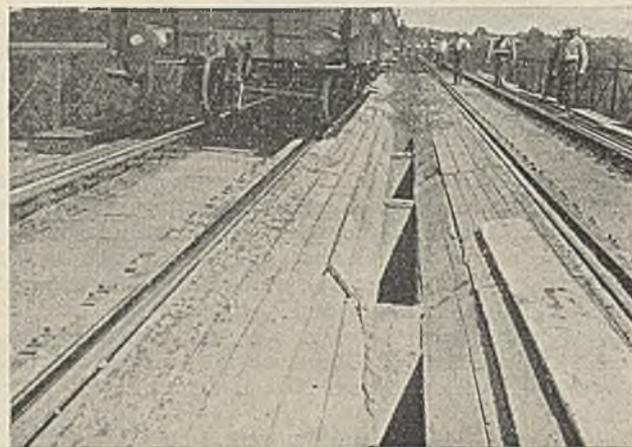


Abb. 10. Kiesentladung.

Die Fundamente der Gruppenpfeiler erhielten Grundflächen bis zu  $15 \times 21,4$  m und wurden in zwei Teilen betoniert mit gegenseitiger Verankerung durch Absätze in Beton und eingelegte Schienen. Bei voller Ausschachtung der Gruben auf die ganze Breite hätten die Versteifungshölzer zu starke Abmessungen erhalten müssen. Besondere Sorgfalt war beim Pfeiler I geboten, dessen Fundamentsohle dicht neben und 6 m unter der des alten Pfeilers lag (Abb. 14). Hier wurde auch der zweite nach dem Pfeiler zu gelegene Teil des Fundaments unterteilt und in

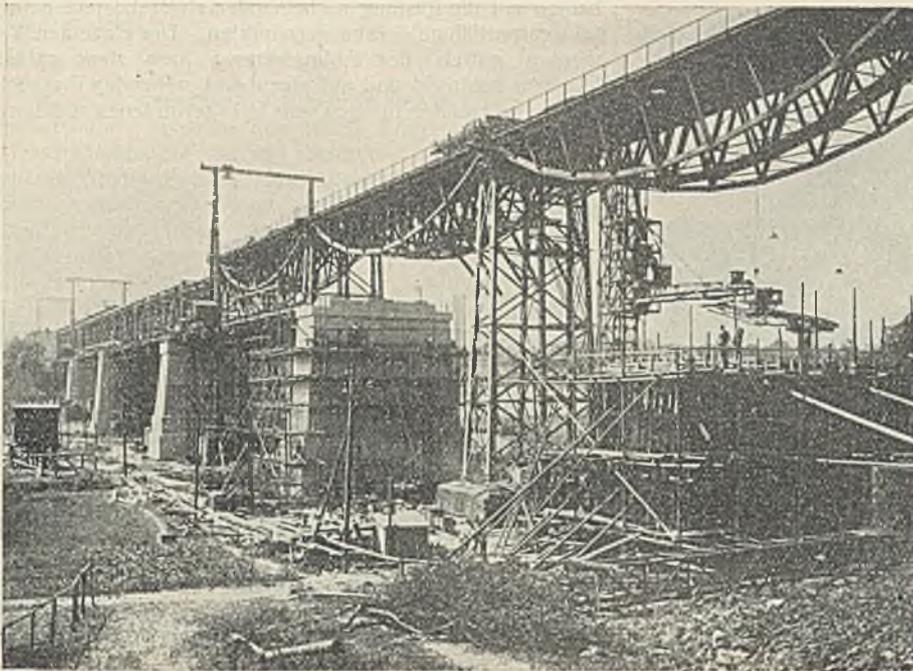


Abb. 11. Gesamtbild der Baustelle.

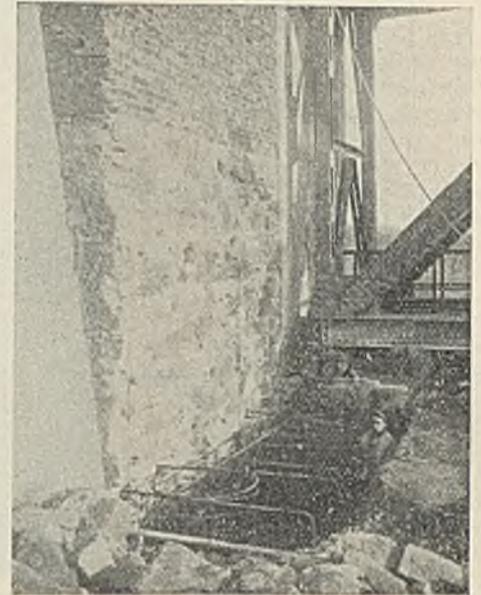


Abb. 13. Auflagerquader am Widerlager.

drei einzelnen Abschnitten betoniert. Dem Erddruck entsprechend mußten hier die Versteifungshölzer Abmessungen von 40 cm Durchm. erhalten und im Abstände von 1,30 m versetzt werden. Die chemische Untersuchung des Bodens und des Grundwassers ergab keine betonzerstörenden Stoffe. Das vorhandene alte Mauerwerk zeigte keine Zerstörungen, so daß besondere Schutzmaßnahmen für den Beton nicht für erforderlich gehalten wurden. Die Wasserhaltung in den Baugruben konnte mit je einer Kreiselpumpe von 150 mm Durchm. bewältigt werden. Der Baugrund, auf dem fundiert wurde, bestand aus genügend starken Schichten von Sand, Kies oder Ton. Die Gründungstiefen betragen im Durchschnitt 7 m unter Gelände, während die alten Pfeiler nur 4 bis 5 m fundiert

des Kieses vorzubeugen, wurden die Rohre möglichst weit heruntergeführt. Während der Betonierungsarbeiten wurden täglich 120 m<sup>3</sup> Kiessand auf diese Weise entladen. Der Zement wurde mit Fuhrwerk an die Baustelle gefahren. Für die Betonbereitung standen neben jedem Pfeiler eine Mischmaschine von 500 l Trommelinhalt und eine mechanische Förderanlage zum Hochziehen und Einbringen des Betons in die Schalung (Abb. 11). Die Förderanlage bestand neben dem senkrechten feststehenden Aufzugturm aus einem beweglichen Teil, der je nach dem Baufortschritt hochgezogen werden konnte. An diesem waren ein Betonsilo und zwei gegeneinander bewegliche Förderbänder angebracht, die jede Stelle des Pfeilers bestreichen konnten. Diese Anlage hat sich gut bewährt.

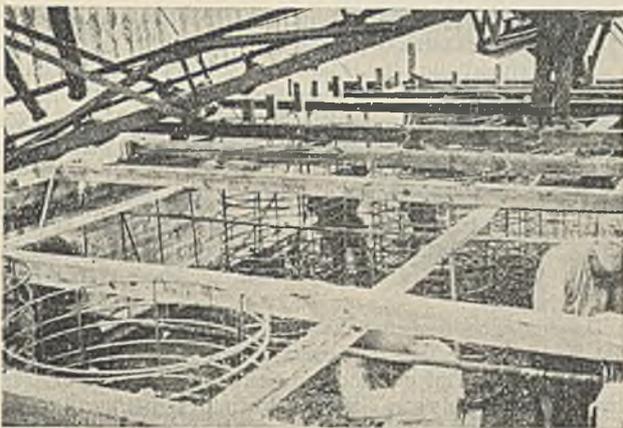


Abb. 12. Spiralbewehrung der Auflagerquader.

waren. Die Druckbeanspruchung des Baugrundes mußte niedrig gehalten werden und liegt zwischen 3 und 4 kg/cm<sup>2</sup>. Die größte Eckbeanspruchung beträgt 4,45 kg/cm<sup>2</sup>. Sie setzt sich zusammen aus den Spannungen der lotrechten Lasten mit 2,97, der Längskräfte mit 1,19 und der Seitenkräfte mit 0,29 kg/cm<sup>2</sup>.

Der für die Betonierungsarbeiten erforderliche Kiessand wurde in Zugpausen auf der Brücke über der Arbeitsstelle in Eisenbahnwagen bereit gestellt. Zu seiner Entladung waren zwischen den Gleisen hölzerne Trichter eingebaut, die in 20 cm weite, eiserne Rohre ausliefen (Abb. 9 u. 10). Um bei der großen Fallhöhe von rd. 20 m einer Entmischung

Den Abschluß der Pfeiler bildet eine Abdeckplatte von 1,75 m Höhe und einer Bewehrung von 1445 kg — 15 kg auf 1 m<sup>3</sup> — aus Rundstelen von 10 und 12 mm Durchm. In dieser Platte liegen die Auflagerquader aus Beton 1:4, die ebenso wie die Auflager an den Widerlagern mit einer spiralförmigen Ringbewehrung aus 10 mm Rundstelen bei 10 cm Ganghöhe und Quadratbügeln versehen sind (Abb. 12 u. 13).

Nachdem die ersten beiden Pfeiler auf der Hanauer Seite fertiggestellt waren, wurde mit der Herstellung der Rüstung für die Eisenarbeiten begonnen (Abb. 14). Die Pfeiler und Tragkonstruktionen dieser Rüstung wurden gleich für die ganze Breite von beiden Überbauten hergestellt, da sie die Kranlaufschienen trugen. Die Krane reichten über beide Brückenzüge hinweg, weil der alte Gleisabstand von 3,50 m keinen Kranständer zwischen den Gleisen zuließ (Abb. 15). Da die Brückenzüge gleisweise hergestellt wurden, so mußte die Rüstung zweckmäßig für die ganze Länge der Brücke gleichzeitig vorgesehen werden. Die eisernen Rüstpfeiler von 1 m Seitenlänge im Quadrat bestanden aus je 4 L 90 · 90 · 9, die in einzelnen Stücken von 3 m Höhe zusammengesetzt und verlascht waren (Abb. 16). Die Pfeiler, die in Brückenmitte 12 m Höhe erreichten und bis zu 55 t belastet waren, ruhten auf vier Holzpfählen von 20 cm Durchm. und von rd. 8 m Länge, die mit einer Dampftrappe im Mittel 7,5 m in den Boden geschlagen wurden. Als Auflager der Gerüstpfeiler hatte man diese Holzpfähle und keine Schwellenunterlagen gewählt, um gegen Unterspülungen bei Hochwasser gesichert zu sein.

Die gesamten Montagearbeiten waren so eingerichtet, daß zunächst der Brückenzug Hanau—Friedberg (H.) umgebaut wurde. Darauf konnte man den eingleisigen Betrieb auf diese neue Konstruktion legen und anschließend das zweite Gleis in Angriff nehmen. Die Dauer des eingleisigen Betriebes betrug für den ersten Brückenzug 5 1/4 Monate und für den zweiten 4 Monate. Die Montagearbeiten waren im ersten Fall von der Fertigstellung der Betonpfeiler abhängig (Abb. 18 Baufortschrittsplan).

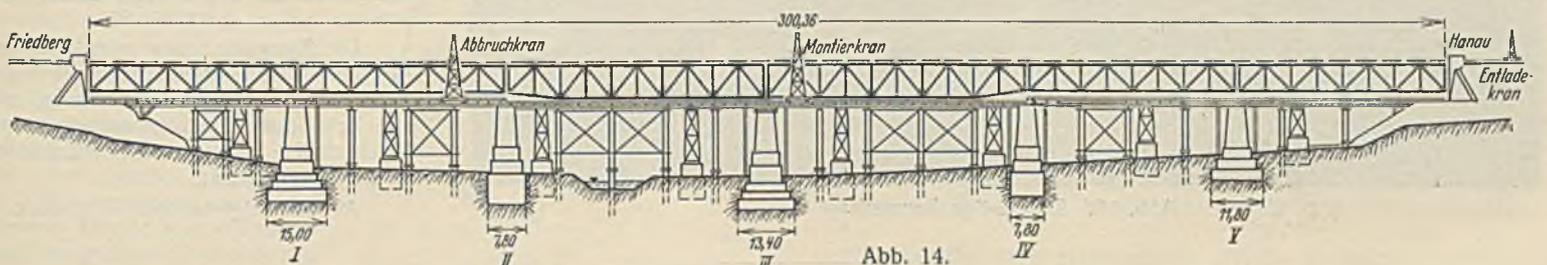


Abb. 14.

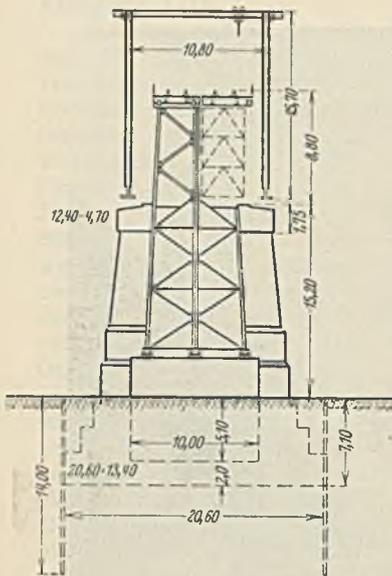


Abb. 15. Brückenquerschnitt beim Umbau.

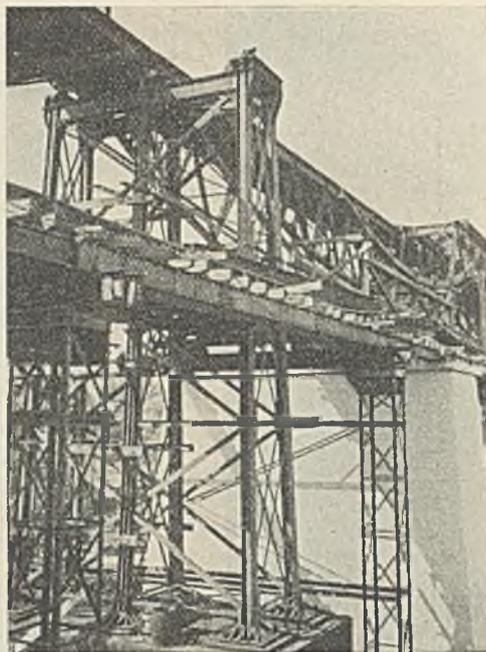


Abb. 16. Montagevorgang.

bauten auf die Rüstung nacheinander abgesetzt und autogen in transportfähige Stücke zerschnitten. Die einzelnen Teile wurden mittels des Abbruchkranes nach dem nächsten Überbau befördert und auf einen dort stehenden Eisenbahnwagen verladen. In den so frei gewordenen Öffnungen

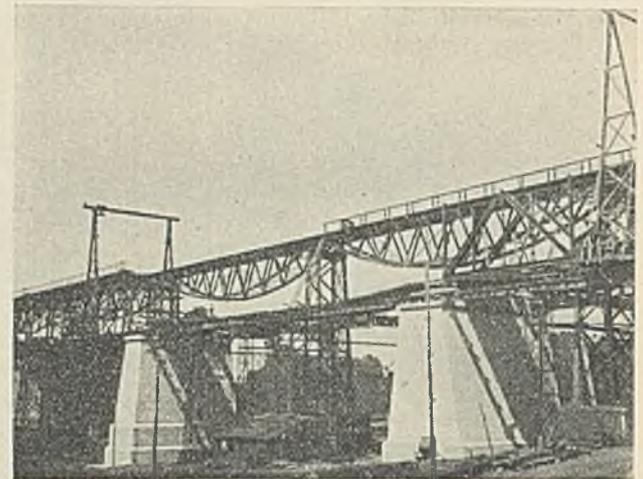


Abb. 17. Montagevorgang.

Bezeichnung der Arbeiten	1928		1929										1930					
	Nov.	Dez.	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Jan.	Febr.	März	April
<b>Betonarbeiten</b>																		
Widerlager gegen Hanau																		
Pfeiler V																		
Pfeiler IV																		
Pfeiler III																		
Pfeiler II																		
Pfeiler I																		
Widerlager gegen Assenheim																		
<b>Eisenarbeiten</b>																		
Werkarbeit																		
Montage																		
Einrichten der Baustelle																		
Rüstungsbau																		
Außerbetriebnahme Strang I																		
Abbrucharbeiten																		
Montage																		
Nietung																		
Verlegen des Oberbaues																		
Außerbetriebnahme Strang II																		
Abbrucharbeiten																		
Montage																		
Nietung																		
Abbruch der Rüstung																		
Verlegen des Oberbaues																		
Räumung der Baustelle																		

Frost Abb. 18. Baufortschrittsplan.

Der Montagevorgang im einzelnen spielte sich folgendermaßen ab. Vor Beginn der Arbeiten wurden drei Portalkrane aufgestellt, von denen zwei, nämlich der Abbruchkran und der Montierkran, die ganze Brückenlänge bestreichen, während der dritte, der Entladekran, nur auf dem Bahndamm am Hanauer Widerlager auf etwa 50 m Länge bewegt werden konnte. Sofort nach Außerbetriebsetzung des einen Gleises wurden die alten Über-

bauelemente auf die Rüstung nacheinander abgesetzt und autogen in transportfähige Stücke zerschnitten. Die einzelnen Teile wurden mittels des Abbruchkranes nach dem nächsten Überbau befördert und auf einen dort stehenden Eisenbahnwagen verladen. In den so frei gewordenen Öffnungen

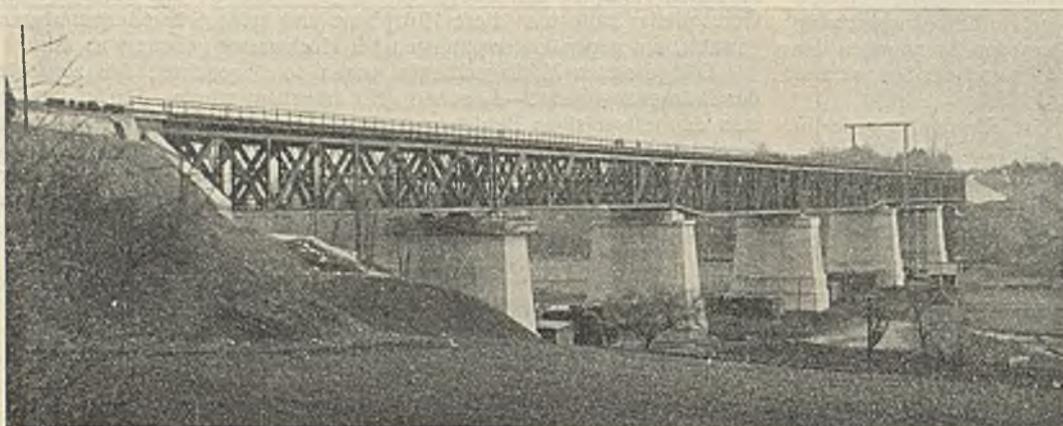


Abb. 19. Das fertige Bauwerk.

wurde der neue Überbau mit dem Montierkran zusammengebaut. Die einzelnen Bauteile wurden im Stumpfgleis am Hanauer Widerlager von Bahnwagen mit dem Abladekran entladen und auf besonderem Schmalspurgleis auf Kleinwagen nach der Baustelle vorgefahren. Die gesamten Bauarbeiten wurden in Richtung des Gefälles der Brücke von dem Hanauer nach dem Friedberger Widerlager ausgeführt.

Zum Einbau der neuen Überbauten war über dem Rüstboden die Beseitigung der einen Hälfte der alten eisernen Pfeiler erforderlich, dessen Flacheisenverstrebung im stehenden Teil durch steife Stäbe aus je 2 C 14 ersetzt wurden (Abb. 15, 16 u. 17).

Für die Nietarbeiten mit Niete aus St Si wurden keine stärkeren Werkzeuge verwendet als bei anderen Stählen, nur die Döpper der Niethämmer bestanden aus gehärtetem Stahl. Eine Nietpartie von drei Mann leistete im Durchschnitt 260 Niete in neun Stunden. Die Zahl der beanstandeten Niete betrug nur 1%, die durch Abbrennen beseitigt wurden.

Beim Abbruch der alten Eisenkonstruktion zeigte es sich, daß das Eisen und der Mennigeanstrich an den in der Brückenanstalt seinerzeit zusammengesetzten Teilen noch sehr gut erhalten waren und das Eisen kaum Roststellen aufwies.

Zur Durchführung des eingleisigen Betriebes wurde auf der einen Seite der Brücke in 500 m Entfernung vom Hanauer Widerlager eine Blockstelle errichtet. Auf der anderen Seite lag der Bahnhof Assenheim. Die Länge des eingleisigen Streckenabschnittes betrug 1,8 km. Zur Sicherung des Zugbetriebes wurde auf der Brücke ein Zustimmungsfeld eingerichtet, das mit der Blockstelle in Verbindung stand. Vor jeder Zugfahrt mußte der Brückenwärter dieses Schlüsselbereich bedienen und war dafür verantwortlich, daß keine Kranbewegung während der Vorbeifahrt eines Zuges stattfand.

Die Ausführungszeiten für die einzelnen Arbeitsvorgänge des Umbaus sind aus dem bildlichen Baufortschrittsplan (Abb. 18) zu ersehen.

Die Baukosten belaufen sich einschließlich der Gleis- und Sicherungsarbeiten auf rd. 2 200 000 RM.

Die Eisenarbeiten wurden von der Brückenbauanstalt Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, und die Beton- und Eisenbetonarbeiten von Dyckerhoff & Widmann AG., Wiesbaden-Biebrich, ausgeführt.

Abb. 19 zeigt das fertige Bauwerk.

Alle Rechte vorbehalten.

## Von Dalben und Fendern.

Von Obermarinebaurat Tiburtius, Kiel.

Bau und Unterhaltung von Dalben und Fendern erfordern bei jeder Hafenverwaltung dauernd bedeutende Ausgaben. Diese Anlagen sollen den Stoß anfahrender und den Druck und das Scheuern liegender Schiffe unschädlich machen. Dalben sind selbständige Bauwerke, Fender oder Reibhölzer gehören zur Ausstattung anderer Hafengebäuden.

Die lebendige Kraft (Wucht) des bewegten Schiffes muß sich beim Anlegen in Formänderungsarbeit umsetzen. Sowohl der Schiffskörper wie der vom Stoß des Schiffes getroffene Bauteil erleiden Formänderungen, die unschädlich sind, solange sie elastisch bleiben. Wird die lebendige Kraft des Schiffes zu groß dafür, so muß der weniger wertvolle, vom Schiff getroffene Bauteil den Schaden übernehmen, d. h. er wird teilweise oder ganz zerstört. Solche Zerstörungen werden um so häufiger eintreten, je weniger elastisch der getroffene Bauteil ist. Dabei entsteht auch die Gefahr, daß selbst seine Zerstörung die Wucht des Schiffes nicht genügend aufhebt, die sich dann gegen den Schiffskörper und das nicht mehr geschützte Bauwerk richtet. Diese Gefahr wird sich ebensowenig ausschalten lassen, wie sich die Geschwindigkeit des Schiffes beim Anfahren auf ein zulässiges Maß begrenzen läßt: Fehler der Schiffsleitung, Ruder- oder Maschinenschäden, Strömungen, plötzliche Böen können alle darauf abzielenden Vorschriften wirkungslos machen.

Hieraus ergibt sich für den Hafengebauer die Aufgabe, zum Auffangen der Schiffstöße Anlagen zu schaffen, die möglichst elastisch und widerstandsfähig sind und deren Ersatz nicht allzu hohe Kosten verursacht. Als ein Baustoff, der diesen Bedingungen verhältnismäßig am besten entspricht, wird dafür, wie bekannt, meist Holz verwendet, dessen Bestand aber nicht nur durch mechanische Angriffe, sondern auch über Wasser durch Fäulnis und unter Wasser durch Holzschädlinge bedroht ist.

Die Fülle der Konstruktionen für diese Anlagen zeigt, daß die schwierige Aufgabe bisher noch keine befriedigende Lösung gefunden hat. Die Verschiedenheit der Verhältnisse und Bedingungen schließt eine allgemeingültige Lösung auch aus; es kann sich nur darum handeln, einzelne Nachteile zu vermeiden und einzelne Vorteile zu gewinnen.

### 1. Dalben.

In Deutschland sind für schwere Beanspruchungen überwiegend

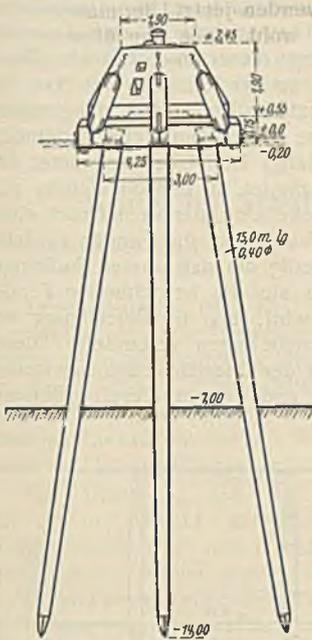
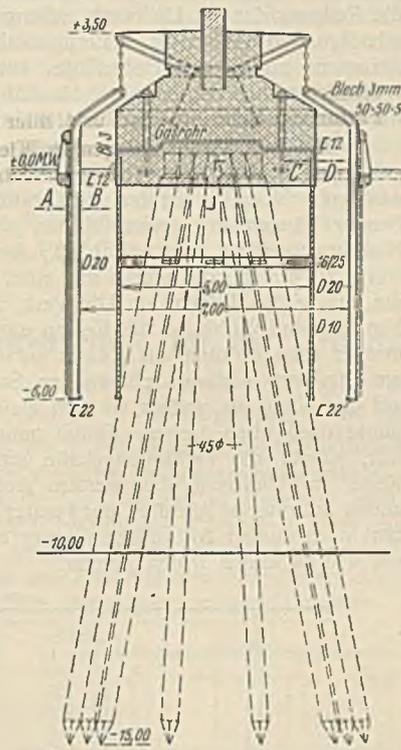


Abb. 1.

sog. starre Holzdalben üblich, bei denen die schräggestellten Pfähle theoretisch unverschieblich miteinander verdübelt und verzimmert sind. Tatsächlich sind sie gar nicht starr, denn selbst bei bester Verzimmung passen die Holzteile nicht so genau zusammen, daß nicht eine gewisse Bewegung der Pfähle gegeneinander möglich wäre. Das ist auch erwünscht wegen der größeren Elastizität des



Schnitt A-B Schnitt C-D

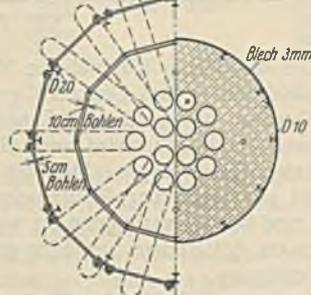


Abb. 2.

Dalbens. Bedenklich wird es erst, wenn der Splint der Pfähle, in den die Dübel und Verkämmungen eingeschnitten sind, anfängt zu vermorschen. Dann wird die Lose so groß, daß der Schiffsdruck nicht mehr auf alle Pfähle einigermaßen gleichmäßig übertragen wird. Die Entlastung einzelner Pfähle bedingt eine Überlastung der anderen, und die Widerstandsfähigkeit des Dalbens verringert sich immer mehr; er geht zu Bruch bei einem Stoß, der bei gleichmäßiger Verteilung der Beanspruchung noch leicht hätte ertragen werden können. Aber auch ohne Bruch wird der Holzdalben in einigen Jahren durch fortschreitende Vermorschung über Wasser unbenutzbar und muß ersetzt werden, wenn die gleiche Bauart beibehalten werden soll.

Solche abgängigen Dalben sind in Kiel durch Aufsetzen eines Betonkopfes erhalten worden, wobei die Pfähle etwas über MW an der Fäulnisgrenze abgeschnitten wurden. Durch die Gestaltung der Pfahlköpfe in Form umgekehrter abgestumpfter Kegel und Eiseneinlagen wurde eine sichere Einspannung und Verbindung der Pfähle mit dem Betonkopf erreicht. Zum Belegen der Trossen wurde ein Muffenrohr einbetoniert. Für das Anbringen der Reibhölzer wurden Nuten im Beton ausgespart. Holzene Dalben mit Betonkopf waren vorher schon in Wilhelmshaven ausgeführt. Diese siebenpfähligen Betonkopf-Dalben haben sich in vierjähriger Benutzung gut bewährt. Sie sind auch gegen Schiffstöße widerstandsfähiger als die Dalben, aus denen sie entstanden sind. Das ist durch die gleichmäßige Beanspruchung sämtlicher Pfähle und die zuverlässige, vollkommene Einspannung der Pfahlköpfe erklärlich.

Die guten Erfahrungen haben dazu geführt, auch neue Dalben von vornherein mit Betonköpfen zu versehen, die einige Abweichungen zeigen (Abb. 1). Der Betonklotz ist geteilt in die Einspannungsplatte und den Dalbenkopf, die miteinander durch Stehbolzen lösbar verankert sind. Waagerechte gegenseitige Verschlebung wird durch eine Erhöhung auf der Einspannungsplatte verhindert, die in eine Vertiefung an der Unterfläche des Kopfes hineinpaßt.

Der Kopf trägt die aus Rollfendern bestehende Reibholzanlage, über die weiterhin noch zu sprechen ist, und einen Poller, unter Umständen mit Trossenhaken. Die Trennung des Betonteiles hat den Vorteil, daß der Kopf mit Zubehör bequem an Land hergerichtet werden kann, gegebenenfalls serienweise, und wiederzugewinnen ist, wenn der Dalben zerstört wird.

Alle Dalbenkonstruktionen haben eine begrenzte Widerstandsfähigkeit. Man hat daher starre Pfeiler aus Eisenbeton ausgeführt, die den größten Beanspruchungen gewachsen sind. Zum Schutze der Schiffe sind besonders starke Holzbekleidungen angebracht. Diese in Holland mehrfach gebauten Pfeilerdalben haben aber wenig befriedigt, weil ihre Starrheit durch die Holzbekleidung nicht ausreichend gemildert wird, um Schiffsbeschädigungen zu vermeiden.

Ob die in verschiedenen Formen aus eisernen Spundbohlen mit und ohne Sandfüllung gebauten Dalben<sup>1)</sup> genügende Elastizität haben und behalten, bleibt abzuwarten. Ihre Elastizität setzt eine Verschieblichkeit der Bohlen gegeneinander voraus, die durch Zusammenrosten und durch Formänderungen mit der Zeit aufgehoben werden kann. Ohne Verschieblichkeit der Bohlen wird der geschlossene eiserne Hohlkörper aber zu starr.

Verfasser hat versucht, auf anderem Wege gleichzeitig Widerstandsfähigkeit und Elastizität hoch beanspruchter Dalben zu vergrößern, nämlich durch Ausnutzen des Wasserwiderstandes. Die Bauart dieses „Manteldalbens“ ist aus Abb. 2 ersichtlich, nach der ein solcher Dalben in Kiel ausgeführt ist. Abb. 3 zeigt ein Lichtbild des fertigen Dalbens.



Abb. 3.

Der Dalben besteht aus einem runden Kernpfeiler und einem diesen in 1 m Abstand umgebenden zylindrischen Mantel.

Erwünscht ist, wenn der Kernpfeiler, wie die holländischen Pfeilerdalben, so hergestellt werden kann, daß er unbedingt widerstandsfähig ist. Die übrige Konstruktion hat dann nur die Aufgabe, die Schiffstöße elastisch abzufangen, so daß Schiffsbeschädigungen vermieden werden. Aus Mangel an Mitteln hat in Kiel ein 14-pfähliger Betonkopfdalben

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1929, Heft 6, S. 80; Heft 54, S. 849.

als Kernpfeiler ausgeführt werden müssen. Seine begrenzte Widerstandsfähigkeit wird durch die Wirkung der Konstruktion erhöht. Die Bauart des Kernpfeilers ist für das Konstruktionsprinzip übrlgen gleichgültig, wenn sie, wenigstens in Höhe des umgebenden Mantels, eine geschlossene Oberfläche hat.

Der Mantel hängt mittels Ketten an Kragarmen, die vom Dalbenkopf ausgehen. Die Kragarme sind so kurz, daß sie bei keiner möglichen Verschiebung des Mantels über ihn hinausragen; dementsprechend sind die oberen Teile des Mantels so weit nach innen gekrümmt, daß die Tragketten senkrecht hängen. Auf die Einzelheiten der Bauweise, die in verschiedenster Art ausgebildet werden können, sei hier nicht eingegangen.

Ein Schiffstoß, der den mit starken Reibhölzern bewehrten Mantel trifft, verschiebt ihn nach dem Kernpfeiler zu. Dabei sind folgende Widerstände zu überwinden:

1. die Massenträgheit des schweren Mantels,
2. das Gewicht des Mantels, der beim Verschieben zugleich gehoben werden muß, entsprechend den von den Hängeketten beschriebenen Kreisbogen,
3. der gegen schnelles waagerechtes Verschieben des Mantels wirkende äußere Wasserwiderstand,
4. der innere Wasserwiderstand in dem ringförmigen Raum zwischen festem Pfeiler und bewegtem Mantel. Dies ist der wichtigste.

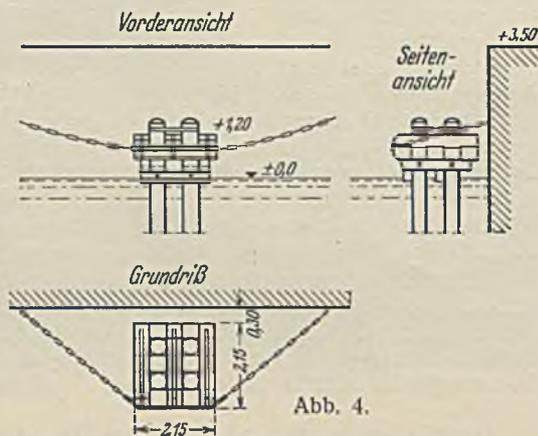
An der Stoßseite verkleinert sich dieser Raum, gegenüber vergrößert er sich. Findet diese Veränderung bei schwerem Stoß schnell statt, so wird das Wasser im ersten Augenblick an der Stoßseite angestaut, gegenüber abgesenkt. Beide Wasserstandsänderungen erzeugen auf der ganzen Höhe des Mantels Druckkräfte, die dem Stoß entgegengerichtet sind. Die Wirkung ist zu vergleichen mit dem bekannten Abstoppen eines schnell in eine Kammerschleuse einfahrenden Schiffes. Nur steht hier das Schiff — der Kernpfeiler — still, während die Schleusenkammer — der Mantel mit dem eingeschlossenen Wasser — bewegt wird.

Besonders vorteilhaft ist es, daß die Bremskräfte 1, 3 und 4 mit der Schnelligkeit des Stoßes wachsen. Diese theoretischen Überlegungen wurden zunächst praktisch durch Modellversuche nachgeprüft. Von deren Anordnung sei hier nur erwähnt, daß durch ein Fallgewicht genau bestimmbare lebendige Kräfte erzeugt und mittels Winkelhebels als waagerechte Stöße auf ein Dalbenmodell M 1:20 gerichtet wurden. Die Wirkung auf den im Wasser stehenden Dalben wurde erst bei festgelegtem, also wirkungslosem, sodann bei frei hängendem Mantel gemessen. Das Ergebnis einer langen Versuchsreihe war, daß bei Mantelwirkung etwa die sechsfache Wucht ( $\frac{m v^2}{2}$ ) nötig war, um den Kernpfeiler ebenso hoch zu beanspruchen wie ohne Mantelwirkung.

Stoßversuche mit schweren Schiffen auf den in Kiel ausgeführten Manteldalben entsprachen den Erwartungen, ließen sich aber aus begreiflichen Gründen rechnerisch nicht auswerten. Besonders auffallend war dabei, daß auf dem rammenden Schiff überhaupt keine Erschütterung wahrgenommen werden konnte. Hiernach ist mit Sicherheit anzunehmen, daß bei einem mit Mantel ausgestatteten starren Pfeilerdalben Schiffbeschädigungen sehr selten sein werden. Der Schiffstoß wird zunächst durch die Bewegung des Mantels im Wasser ganz oder größtenteils in Formänderung umgesetzt. Der etwaige Rest wird dann nach dem Anlegen des Mantels am Pfeiler durch unschädliche elastische Schwingungen ausgeglichen. Als Reserve für Formänderung stehen die Reibhölzer und das Material des Mantels zur Verfügung, deren Beschädigung keinen großen Verlust bedeutet. Schiffstöße, die so langsam sind, daß sie keine nennenswerte Stauwirkung ergeben, sind für das Schiff auch nicht gefährlich und erfordern daher kein elastisches Abfangen.

Die Konstruktion ist zum Patent angemeldet.

Einen Übergang zu den Fendern bilden die am Marinearsenal in Kiel verwendeten Fenderdalben. Sie ähneln den im Hamburger Hafen ausgeführten Streichdalben darin, daß die auf die Dalben treffenden Schiffstöße erst die Pfähle um ein bestimmtes Maß durchbiegen und dann durch Zugorgane und Holzpolster auf die dahinterliegende Kaimauer übertragen werden. Die Hamburger Streichdalben haben aber denselben Nachteil wie die gewöhnlichen Reibpfähle, daß sie



nämlich durch die an ihnen mit starkem Druck entlangscheuernden Schiffe schnell abgenutzt werden, und zwar bei ihrer schrägen Lage und den heutigen fast rechteckigen Schiffsförmungen hauptsächlich unter Wasser. Bei den Kieler Fenderdalben wird der Schiffdruck dagegen durch einen als Fender dienenden Holzrest aufgenommen, der auf vier senkrechten Ramm-pfählen ruht. Diese müssen erst durchgebogen werden, bis der Balkenrost zum Anlegen an die Kaimauer kommt und die an ihm befestigten zunächst losen Halteketten straff werden.

Vorteile des beschriebenen Fenderdalbens sind größere Elastizität gegenüber den anderen Fendern und sichere Übertragung starker Schiffstöße auf die widerstandsfähige Kaimauer. Nachteilig können dabei, je nach Bauart der verkehrenden Schiffe und der Größe des Wasserstandwechsels, die unveränderliche Höhenlage der Druckübertragung und bei höheren Wasserständen das Unsichtbarwerden des Fenders werden. Durch starkes Abschrägen der nach außen gekehrten Balkenköpfe und -kanten des Fenderrostes läßt sich das Festhaken von Wallschienen und Blechstößen der Schiffe vermeiden. Bei starkem Wasserstandwechsel können die Dalbenpfähle hochgeführt und statt von einem flachen Balkenrost von mehreren in verschiedener Höhe umgeben werden, die durch senkrechte Streichbalken zu einem räumlichen Fachwerk verbunden sind.

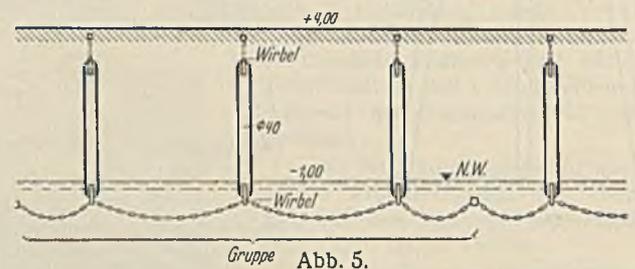
Die billigen und dauerhaften Fenderdalben sind besonders am Platze, wenn es darauf ankommt, tiefgehende Schiffe in einem größeren Abstand vom Uferwerk zu halten, um nach vorn vortretende Druckpfähle des Pfahlrostes zu schützen oder gegenseitiges Berühren von Schiffskörper und geböschter Kaimauer unter Wasser zu verhindern.

## 2. Fender.

Unter „Fender“ seien alle Zubehöerteile von Uferwerken verstanden, die Druck und Reibung der Schiffkörper aufnehmen und übertragen sollen. Die transportablen Polster aus Tauwerk, Rohrgeflecht oder Holz, die von Land oder von Bord aus nach Bedarf zwischen Uferwerk und Schiff gehängt werden, sind hier nicht behandelt.

Alle unverschieblich mit den Uferwerken verbundenen hölzernen Fender haben den Nachteil geringer Elastizität und Widerstandsfähigkeit gegenüber den von ihnen aufzunehmenden starken Kräften, von denen die Reibung der am Uferwerk entlang bewegten Schiffe die meisten Beschädigungen verursacht. Hierin sind ihnen Schwimmfender überlegen, die nicht nur in der Höhenlage, sondern auch in beschränktem Maße seitlich verschieblich sind. Dafür haben sie andere Nachteile, die dem Fachmann bekannt sind und hier nicht näher erörtert zu werden brauchen.

Bei den Marineanlagen in Kiel werden jetzt Ufermauern durch davorgehängte Pfahlabschnitte geschützt, wohl eine der ältesten Schutzmaßnahmen. Neuartig ist nur die Anordnung dieser „Rollfender“. Diese Fender hängen mit kurzen Ketten oben an der Kaimauer bis etwa zur Niedrigwasserlinie hinab (Abb. 5). Am unteren Ende sind sie gruppenweise zu dreien oder vierten mit einer lose hängenden Kette verbunden, die an beiden Enden am Uferwerk befestigt ist. Über und unter den Fendern sind Wirbel in die Ketten eingeschaltet, so daß die Fender sich drehen können, ohne die Ketten aufzuwickeln. Unter dem Druck eines am Uferwerk entlang schleifenden Schiffes rollen die Fender zunächst auf der Wand ab, indem sie sich gleichzeitig um den oberen Aufhängepunkt nach oben drehen. Dabei nehmen sie die benachbarten Fender mit, sobald die Verbindungskette steif wird, bis die Befestigung der Kette am Uferwerk das weitere Aufwärtsbewegen verhindert. Dieses zuerst auftretende Abrollen der Fender auf der Oberfläche des Uferwerkes hört nach einiger Aufwärtsbewegung auf, und es tritt dieselbe Reibung ein wie an einem festen Fender.



Die Anordnung hat mehrere Vorteile. Der erste und schwerste, gewöhnlich schräg zum Uferwerk gerichtete Stoß des Schiffes wird durch das Abrollen für Schiff und Fender günstiger aufgenommen. Die Befestigung der Fender wird nur auf Zug beansprucht. Die Fender haben eine lange Lebensdauer. Sind sie aber abgeschliffen oder zerdrückt, so braucht nur ein neuer Pfahlabschnitt mit den alten eisernen Beschlagteilen und Ketten verbunden zu werden. Solche Pfahlabschnitte aus alten Dalben od. dgl. stehen bei jeder größeren Hafenverwaltung fast kostenlos zur Verfügung.

Die unteren Verbindungsketten verhindern, daß der Fender zu hoch gerollt und dann wirkungslos wird. Durch das Mitnehmen der benach-

barten Fender werden diese dort zwischengeschaltet, wo die seitliche Bewegung des zuerst getroffenen Fenders das Uferwerk dem unmittelbaren Schiffstoß freigibt.

Eine andere, hier mehrfach mit befriedigendem Ergebnis angewandte Fenderart sind die „Pendelfender“. Ihr Anwendungsgebiet ist be-

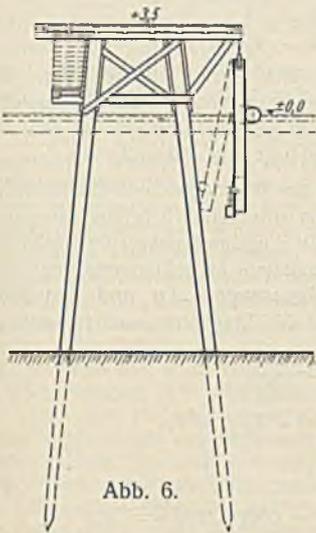


Abb. 6.

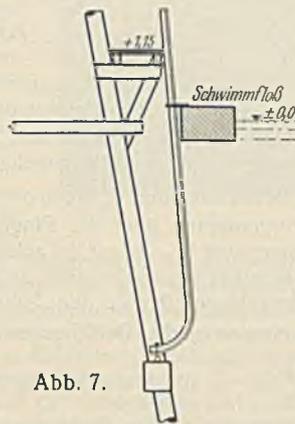


Abb. 7.

schränkt auf Anlagen für kleinere Fahrzeuge und Boote. In Verbindung mit Ufer- oder Landungsbrücken ermöglichen sie unter Umständen wesentliche Ersparnisse.

Abb. 6 u. 7 zeigen den Querschnitt durch eine hölzerne Landungs- und Verkehrsbrücke für Linienschiffe in Kiel-Wik und eine Bootsbrücke. Der Druck der großen Schiffe wird bei ersterer nicht durch die verhältnismäßig schwache Brücke, sondern durch starke Dalben aufgenommen. Zwischen den Dalben sollen aber auch Tender, Fahrzeuge von 400 bis 800 t, und Boote an die Brücke anlegen können. Für den Verkehr mußten vorspringende Podeste geschaffen werden. Bei der vorhandenen großen Wassertiefe von 10 m wäre das Rammen einer besonderen Pfahlreihe dafür unverhältnismäßig teuer geworden. Die Podeste wurden daher an den normalen Brückenjochen ausgekragt. Um das Unterschneiden von Fahrzeugen zu verhindern und die Schiffstöße elastisch aufzunehmen, hängen von den Kragarmen starke „Pendel“ frei herab. Bei den Tenderpodesten bestehen diese aus Pfählen, die unter Wasser mit einem Balken verbunden sind. An dem Balken, der mangels eines Dreieckverbandes auch seitliches Verschieben der Pendel gestattet, hängen schwere Gewichte, die den Widerstand gegen Schiffstöße erhöhen. Vor den Pendeln und mit diesen durch Kettenschlaufen verbunden, liegt ein Schwimmflöß, der den Schiffstoß auf alle Pendel verteilt. Bei sehr starken

Stößen findet der unter Wasser liegende Verbindungsbalken an den Brückenjochen schließlich ein Widerlager. Soll der Widerstand der Pendel wesentlich erhöht werden, so können zwischen ihnen Stauplatten angeordnet werden, die vom Schiffstoß entsprechend seiner Geschwindigkeit durch das Wasser gedrückt werden müssen. An den niedrigen Bootpodesten genügen als Pendel Eisenbahnschienen mit vorliegendem Schwimmflöß.

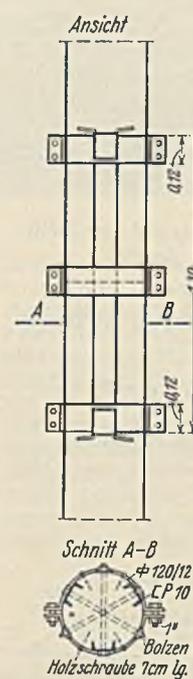


Abb. 8.

In diesem Zusammenhang sei noch eine Baumaßnahme erwähnt, die gelegentlich auch zum Ausbessern beschädigter Dalben dienen kann, deren Anwendungsgebiet sich aber auf alles Pfahlwerk erstreckt. Es handelt sich um ein neuartiges, biegungsfestes Anschaffen von Pfählen in einfacher und billiger Weise (s. Abb. 8). Die beiden Pfahlteile werden zunächst durch ein kurzes Blatt mit Verbolzung verbunden, ausgerichtet und auf gleiche Stärke geschnitten. Dann werden über beide Pfahlteile verlaufend drei bis vier Paare von Rinnen mit schmalen Stemmeisen derart ausgearbeitet, daß die Flansche von C-Eisen nach Stärke und Höhe knapp in sie hineinpassen. Der Abstand der beiden Rinnen jedes Paares richtet sich nach dem gewählten C-Profil, z. B. Nr. 12 oder 14. In die Rinnen werden die Flansche der C-Eisen mit starken Schlägen hineingetrieben, bis der Steg der Pfahloberfläche aufliegt. Die 1,30 m langen C-Eisen werden an beiden Enden und in der Mitte durch kräftige Halseisen zusammengepreßt. An den Enden greift der umgeschmiedete Steg um das Halseisen. Die Flansche sind seitlich abgebogen und verhindern jedes Verschieben der C-Eisen, die außerdem durch Bolzen mit dem Pfahl verbunden sind. Diese Anordnung ergibt ungewöhnlich hohe Biegungsfestigkeit. Geschickte Zimmerleute lernen bald schnelle Ausführung.

Die Verbindung ist an den hölzernen Marinebrücken im Kieler Hafen vielfach ausgeführt.

## Konische Stahlgußsitze für die Grundablaßverschlüsse des Staubeckens Ottmachau.

Alle Rechte vorbehalten.

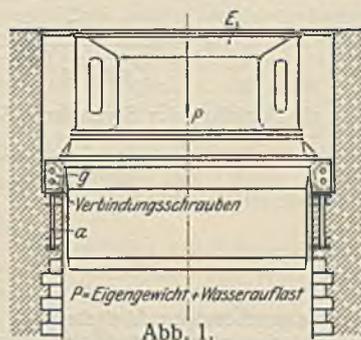
Normaldruck und Spannungsverteilung in den Ringen.

Von Regierungs- und Baurat Walter Chop, Breslau.

In der Bautechn. 1929, Heft 38, S. 606 u. 607, ist ein als kavitationsfreies Wasserablaßorgan für Stauanlagen konstruierter Energievernichter erläutert, der im Grundablaßbauwerk des Staubeckens Ottmachau eingebaut wird. Das Ergebnis der umfangreichen Modellversuche hat bisher in einer zur Veröffentlichung geeigneten Form noch nicht zusammengestellt werden können. Inzwischen hat die Frage des Einbaues der Energievernichter Anlaß zu Untersuchungen gegeben, die nachstehend mitgeteilt werden.

Der Umstand, daß der in Abb. 1 in Ansicht dargestellte Energievernichter  $E$  seiner großen Abmessungen wegen geteilt hergestellt und an der Verwendungstelle zusammengeschraubt werden muß, sowie die Forderung, ihn jederzeit leicht und schnell auszuwechseln zu können, haben dazu geführt, ihn in einem auch aus Teilen zusammengesetzten Stahlgußring  $g$  so zu lagern, daß dessen Ringspannungen die Schrauben, die die sektorförmigen Teilstücke von  $E$  zusammenhalten, entlasten und der ganze Verschluß zur Instandsetzung oder Auswechslung mit einem Kran schnell herausgenommen und in die alte, richtige Lage ohne weiteres wieder eingesetzt werden kann.

Um durch Betonschrumpfungen des Bauwerks Verformungen des Sitzringes, die bei seiner konischen Form unbedingt vermieden werden müssen, zu verhindern, wird der Ring  $g$  mit einem Stützgerüst  $a$  verschraubt, das im Bauwerk verankert und fest einbetoniert ist.



Die von dem Sitzring aufzunehmende Last — Eigengewicht von  $E$  + Wasserauflast — beträgt rd. 600 t. Die Größe dieser Last und der Umstand, die durch die konische Form der Auflagerung im Ring hervorgerufene Sprengkraft an den Ringstoßstellen durch Verbindungsschrauben, die dort nur in beschränkter Zahl angeordnet werden können, übertragen zu müssen, hat Anlaß zur Lösung folgender allgemeinen Aufgabe gegeben:

Ein großer, schwerer, belasteter Kegel sitzt mit konischem Auflager in einem dünnen, unten frei aufliegenden Ring. Die infolge der Last eintretenden Formänderungen sind beim Kegel im Verhältnis zu denen des Ringes verschwindend; der Kegel ist also starr und der Ring als elastisch anzusehen. Infolge der Belastung weitet sich der Ring, dabei treten in den Berührungsflächen zwischen Kegel und Ring einerseits und zwischen Ring und seinem Auflager andererseits Reibungskräfte auf, die die Aufweitung und damit die Ringspannungen herabmindern.

Bezeichnet in Abb. 2a die durch  $P = \Sigma p$  erzeugte Normaleinheitskraft in der Berührungsfläche zwischen Kegel und Ring im Abstände  $x$  von der Kegelachse ( $Z$ ), dann wirkt auf ein Flächenelement  $df$  dort die Normalkraft  $n_x df$  und die Reibungskraft  $\mu n_x df$ . Die senkrechten Komponenten dieser beiden Kräfte sind  $n_x df \sin \alpha$  und  $\mu n_x df \cos \alpha$ , die waagerechten  $n_x df \cos \alpha$  und  $-\mu n_x df \sin \alpha$ .

Die Resultierende der senkrechten Komponenten ist

$$dv_x = n_x df \sin \alpha + \mu n_x df \cos \alpha = (1 + \mu \cotg \alpha) n_x df \sin \alpha$$

oder, da die waagerechte Projektion von  $df$  nach Abb. 2b

$$df \sin \alpha = df' = x dx d\varphi \text{ ist,}$$

$$dv_x = (1 + \mu \cotg \alpha) n_x x dx d\varphi.$$

Die Summe aller auf das Ringelement  $dF$  entfallenden senkrechten Kräfte  $d v_x$  ist dann

$$v_x = (1 + \mu \cotg \alpha) n_x x dx \int_0^{2\pi} d\varphi = (1 + \mu \cotg \alpha) 2\pi n_x x dx$$

und daher

$$(1) \quad \Sigma v_x = (1 + \mu \cotg \alpha) 2\pi \int_{x=r}^{x=R} n_x x dx = \Sigma p = P.$$

Für die Resultierende der waagerechten Komponenten

$$dh_x = n_x df \cos \alpha - \mu n_x df \sin \alpha = (1 - \mu \operatorname{tg} \alpha) n_x df \cos \alpha$$

ergibt sich entsprechend, da nach Abb. 2c die senkrechte Projektion

$$df \cos \alpha = df'' = x d\varphi dz = x dx d\varphi \cotg \alpha \text{ ist,}$$

$$dh_x = (\cotg \alpha - \mu) n_x x dx d\varphi.$$

Diese radial nach außen gerichtete Kraft liefert zu der auf eine Hälfte des Sitzringes wirkenden Sprengkraft  $K$  den elementaren Anteil

$$dk_x = dh_x \sin \varphi = (\cotg \alpha - \mu) n_x x dx \sin \varphi d\varphi.$$

Die Summe aller auf eine Hälfte des Ringelementes  $dF$  wirkenden Sprengkräfte  $dk_x$  ist dann

$$\Sigma dk_x = (\cotg \alpha - \mu) n_x x dx \int_0^{\varphi=\pi} \sin \varphi d\varphi = k_x = 2(\cotg \alpha - \mu) n_x x dx$$

und die ganze auf den halben Ring wirkende Sprengkraft  $K$  daher

$$(2) \quad K = 2(\cotg \alpha - \mu) \int_{x=r}^{x=R} n_x x dx.$$

Eliminiert man aus Gl. (1) u. (2) den in beiden vorkom-

menden Ausdruck  $\int_{x=r}^{x=R} n_x x dx$ , so erhält man als Beziehung zwischen  $K$  und  $P$

$$K = \frac{P}{\pi} \frac{\cotg \alpha - \mu}{1 + \mu \cotg \alpha}$$

Führt man an Stelle des halben Kegelwinkels  $\alpha$  den Neigungswinkel  $\beta$  der Ringsitzfläche gegen die Waagerechte ein und setzt  $\mu = \operatorname{tg} \varrho$ , so wird

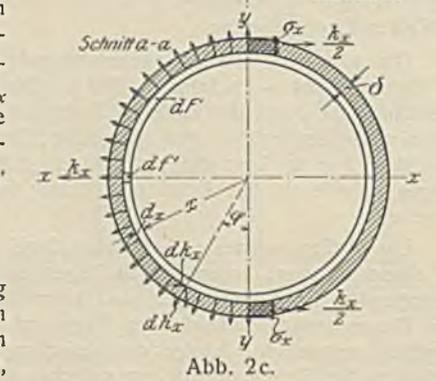
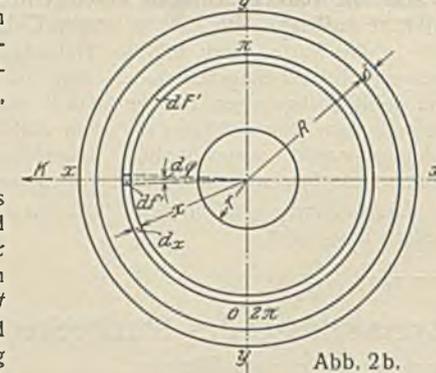
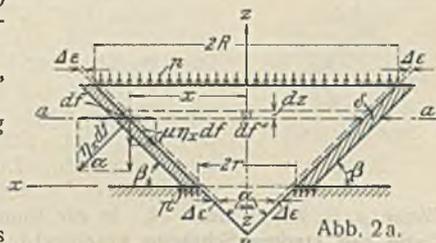
$$(3) \quad K = \frac{P}{\pi} \operatorname{tg}(\beta - \varrho).$$

Die beim Aufweiten des Ringes zwischen diesem und seinem Auflager im Abstände  $x$  von der Z-Achse auftretenden Reibungskräfte  $d w_x = p' \mu' df$  müssen radial nach innen und mit ihren in die Richtung von  $K$  fallenden Komponenten den Elementarkräften  $dk_x$  entgegengerichtet sein. In ähnlicher Weise wie  $k_x$  aus  $dk_x$  ergibt sich der auf eine ganze Ringhälfte wirkende Reibungswiderstand  $W$  zu  $W = -\frac{P}{\pi} \mu'$  oder mit  $\mu' = \operatorname{tg} \varrho'$

$$W = -\frac{P}{\pi} \operatorname{tg} \varrho'.$$

Die Kraft, die den Sitzring zu sprengen sucht und von den Verbindungsschrauben an den Stoßstellen zu übertragen ist, ergibt sich daher zu

$$(4) \quad S = \frac{P}{\pi} [\operatorname{tg}(\beta - \varrho) - \operatorname{tg} \varrho'].$$



Dieselbe Sprengkraft  $S$  und daher die gleichen Ringspannungen  $\sigma$  würden, wenn keine Reibung zwischen Ring und Auflager vorhanden, als  $\varrho' = 0$  wäre, hervorgerufen durch eine Last  $P'$ , wenn  $\frac{P'}{\pi} \operatorname{tg}(\beta - \varrho) = S = \frac{P}{\pi} [\operatorname{tg}(\beta - \varrho) - \operatorname{tg} \varrho']$  ist, d. h. durch

$$(5) \quad P' = P \left[ 1 - \frac{\operatorname{tg} \varrho'}{\operatorname{tg}(\beta - \varrho)} \right].$$

Durch die Ringspannungen  $\sigma$  weitet sich der elastische Ring. Bezeichnet man (Abb. 2a) das Maß der Aufweitung gegenüber dem unbelasteten Zustande mit  $\Delta \epsilon$ , so heißt das, jeder Ringinnendurchmesser hat sich um  $2 \Delta \epsilon$  vergrößert, und die zugehörigen Umfänge um  $\Delta u = 2\pi \Delta \epsilon$ .

Bezeichnet nun  $\sigma_x$  die in der  $x$ -Ebene des Ringes durch die Spannkraft  $S$  hervorgerufene, über die Ringbreite  $\delta$  als unveränderlich angenommene Zugspannung [ $\sigma = \text{konst.}$  ist zulässig, da die Ringdurchmesser im Verhältnis zur Wandstärke  $\delta$  sehr groß sind], so bestehen zwischen ursprünglichen Umfangslängen  $2x\pi$ , den Umfangsverlängerungen  $\Delta u_x$  und den Ringspannungen  $\sigma_x$  die Beziehungen, wenn  $E$  das Elastizitätsmaß bezeichnet,

$$\frac{\Delta u_x}{2x\pi} = \frac{\sigma_x}{E} \text{ und dementsprechend } \frac{\Delta u_r}{2r\pi} = \frac{\sigma_r}{E}.$$

Aus den beiden Gleichungen folgt, da  $\Delta u_x = \Delta u_r$ :

$$(6) \quad \frac{\sigma_x}{\sigma_r} = \frac{r}{x}.$$

Andererseits ist nach Abb. 2c mit  $\operatorname{tg} \beta = \cotg \alpha$  und  $\mu = \operatorname{tg} \varrho$

$$\sigma_x \delta dz = \sigma_x \delta dx \operatorname{tg} \beta = \frac{k_x}{2} = (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \varrho) n_x x dx, \text{ also}$$

$$\sigma_x = \frac{n_x x (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \varrho)}{\delta \operatorname{tg} \beta} \text{ und daher}$$

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_r} = \frac{r}{x} = \frac{n_x \cdot x}{n_r \cdot r}, \text{ also}$$

$$(7) \quad n_x = \frac{r^2}{x^2} n_r \text{ und}$$

$$(8) \quad \sigma_x = \frac{r^2 n_r (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \varrho)}{x \delta \operatorname{tg} \beta}.$$

Da Gl. (7) das Gesetz angibt, nach dem sich  $n_x$  ändert, kann nunmehr auch das früher eliminierte  $\int_{x=r}^{x=R} n_x x dx$  bestimmt werden. Es ist

$$\int_{x=r}^{x=R} n_x x dx = r^2 n_r \int_{x=r}^{x=R} \frac{dx}{x} = r^2 n_r \ln \left( \frac{R}{r} \right).$$

Mit  $\operatorname{tg} \beta = \cotg \alpha$  liefert dann für  $x = r$  Gl. (1) den Wert

$$n_r = \frac{P}{2 r^2 \pi (1 + \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \varrho) \ln \left( \frac{R}{r} \right)}.$$

Aus Gl. (7) erhält man dann

$$(9) \quad n_x = \frac{P}{2 x^2 \pi (1 + \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \varrho) \ln \left( \frac{R}{r} \right)}$$

und aus Gl. (8), da bei Auflagerreibung die Spannung  $\sigma$  nur von  $P'$  herrührt,

$$\sigma_x = \frac{P \left[ 1 - \frac{\operatorname{tg} \varrho'}{\operatorname{tg}(\beta - \varrho)} \right] (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \varrho)}{2 x \pi (1 + \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \varrho) \ln \left( \frac{R}{r} \right) \delta \operatorname{tg} \beta} \text{ oder}$$

$$(10) \quad \sigma_x = \frac{P}{2 x \pi \delta \ln \left( \frac{R}{r} \right)} \cdot \frac{\operatorname{tg}(\beta - \varrho) - \operatorname{tg} \varrho'}{\operatorname{tg} \beta}.$$

oder als Funktion der Sprengkraft  $S$

$$(11) \quad \sigma_x = \frac{1}{x} \cdot \frac{S}{2 \delta \operatorname{tg} \beta \ln \left( \frac{R}{r} \right)}.$$

### Vermischtes.

Technische Hochschule Karlsruhe. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen: 1. Herrn Wilhelm Kern, Direktor bei der Essener Straßenbahngesellschaft in Essen, weil er in vorbildlicher Weise das Straßenbahnwesen der badischen Pfalz und im rheinisch-westfälischen Industriebezirke technisch und organisatorisch entwickelt hat, weil er sich große Verdienste um das Zustandekommen des in Ausführung begriffenen Neckarkanalprojektes erworben hat und weil er zur Lösung des Verkehrsproblems im Ruhrgebiet wesentlich beigetragen hat; 2. Herrn Dr.-Ing. Karl Imhoff, Geschäftsführer des Ruhrverbandes in Essen, wegen seiner Verdienste um den Ausbau der Abwasserreinigungsanlagen, insbesondere

der zweigeschossigen Absitzbecken, wegen der vorbildlichen Verwertung dieser technischen Mittel zur Reinhaltung der Ruhr und wegen der Förderung der technischen Wissenschaft im In- und Auslande.

Technische Hochschule Graz. Herr Dr.-Ing. e.h.r. Franz Brunner ist am 2. April 1930 zum ordentl. Professor und zum Vorstand der Lehrkanzel für Stahlbau (Brücken-, Hoch- und Wasserbau) ernannt worden. Er ist außerdem Mitglied der II. Staatsprüfungskommission für das Bauingenieurwesen sowie Mitglied der Prüfungskommission für Zivilingenieure des Bauwesens.

**Neue Abraumförderbrücke.** Die Leistungsfähigkeit der zum Braunkohlentagebau heute vielfach verwendeten Abraumförderbrücken, die anfänglich 5 bis 700 m<sup>3</sup> stündlich betrug<sup>1)</sup>, ist fast mit jeder neuen in Betrieb genommenen Abraumförderbrücke um ein erhebliches gestiegen. Die größte Abraumförderbrücke, die hinsichtlich der Ausmaße und der Leistung bisher gebaut wurde, ist jüngst dem Betriebe übergeben worden; sie hat eine Stundenleistung von 2200 m<sup>3</sup>. Mit der Leistungssteigerung sind die Ausmaße der Abraumförderbrücken stets gewachsen. Während die ersten Brücken ein Dienstgewicht von etwa 500 bis 600 t hatten, muß heute mit Betriebsgewichten bis zu 4000 und 5000 t gerechnet werden. Diese bedeutenden Gewichte ergeben besondere konstruktive Schwierigkeiten.

Die neue Abraumförderbrücke (Abb. 1) ist von den Mitteldeutschen Stahlwerken AG., Lauchhammerwerk in Lauchhammer für die Braunkohlen- und Brikett-Industrie AG. in Mückenberg, Betrieb Friedländergrube, erbaut worden. Die Brücke hat eine Leistung von 45 000 m<sup>3</sup> geschütteter Masse in 21 Stunden und eine Gesamtförderlänge von über 400 m. Sie verfährt auf zwei Stützen. Die Hauptstütze liegt auf der Haldenseite und verfährt auf einer der Halde vorgeschütteten Bermoerschicht. Die baggerseitige Stütze verfährt auf der abgeräumten und an der Oberfläche einplanierten Kohle. Beide Fahrwerke nehmen zwecks gleichmäßiger Verteilung der großen Lasten eine verhältnismäßig große Baulänge ein. Die Gesamtlänge des Fahrwerkes unter der haldenseitigen Stütze beträgt rd. 75 m und die des Fahrwerkes unter der baggerseitigen Stütze etwa 55 m.

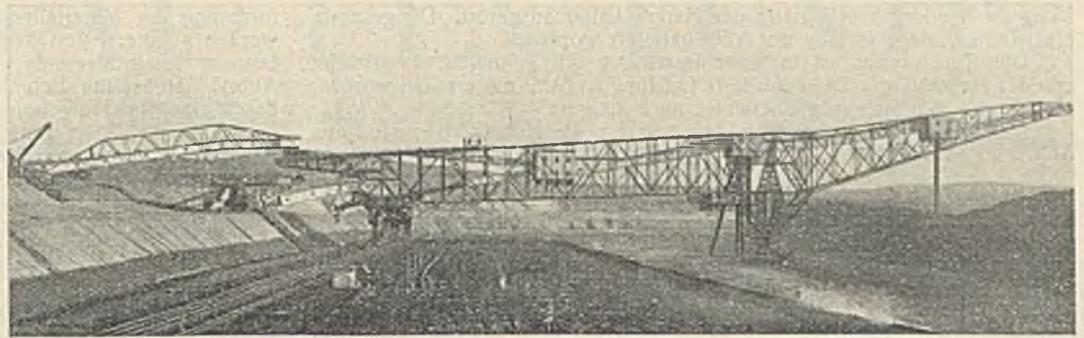


Abb. 1.

förderer, der das geförderte Gut an die Hauptbänder im Brückenträger weiterleitet. Die Zubringebänder stützen sich einerseits mittels besonderer Fahrgestelle auf den Baggerstrossen ab und sind andererseits auf besonderen Fahrbahnen gelagert. Diese Beweglichkeit der Zubringebänder ermöglicht eine gewisse Unabhängigkeit der Fahrbewegungen der Bagger von denen der Brücke. Die Schwenkbarkeit jeder Zubringebänder nach einer Seite beträgt etwa 25°. Da die Fahrbahnen für die Zubringebänder auf den Kragarm nicht waagrecht, sondern geneigt liegen, sind, um die auf den Baggerstrossen laufenden Fahrwerke gegen waagerechten Druck zu entlasten, Ausgleichgewichte vorgesehen, die durch Seilzüge die auftretenden Schubkräfte aufnehmen. Der Brücke wird Drehstrom von 5000 V Spannung durch Blankleitungen auf der Haldenseite über rollende Stromabnehmer zugeführt. Während die Hauptantriebmotoren der Bänder von 5000 V

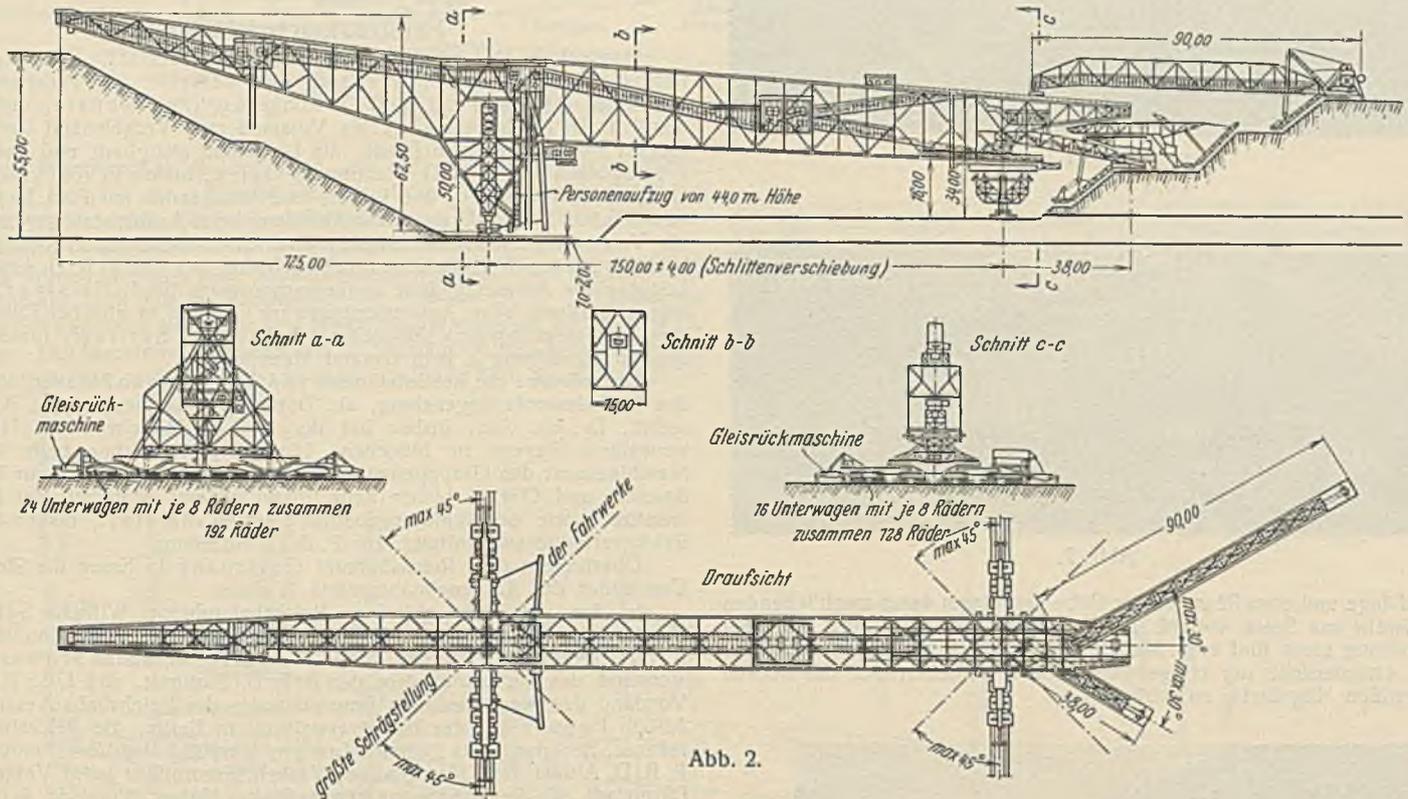


Abb. 2.

Der Brückenträger ist in der haldenseitigen Stütze kreuzgelenkartig in einen Schwenkrahmen eingesetzt und auf der baggerseitigen Stütze auf einen Rollenrahmen verschiebbar gelagert. Der Rollenrahmen hat einmal die Aufgabe, die Stützweitenveränderungen zu ermöglichen, und außerdem soll er die Anpassungsfähigkeit der Brücke an Gleisunebenheiten, Höhenunterschiede, verschiedene Steigungen usw. ermöglichen. Er ist zu diesem Zwecke auf der unteren Seite mit Rollenkufern versehen, die in dazu passenden Segmenten laufen, so daß Verwindungen des Trägers in der Längsachse nicht auftreten können. Dabei bleibt die Belastung der baggerseitigen Stütze stets gleichmäßig.

Um auch die Schrägstellung des Brückenträgers zur Fahrwerkachse, die etwa 45° infolge der ungünstigen Geländeverhältnisse nach jeder Seite betragen muß, zu ermöglichen, mußte auch hier ein Kreuzgelenk unter dem Rollenrahmen angeordnet werden, das aus einem Dreiecksträger und einem aufgesetzten Schwenkrahmen besteht. Die Windkräfte werden, ebenso wie auf der Haldenseite, durch gut durchgebildete Spurlager und Führungslager aufgenommen. Die weitere Durchbildung der Fahrwerke ist nach dem Schwingensystem, unter Zugrundelegung der Dreipunktlagerung, durchgeführt, so daß alle Laufräder vollkommen gleichmäßig belastet werden.

Die Brücke hat vorläufig die gesamte Leistung von drei (später vier) Baggerelementen aufzunehmen. Um dies zu ermöglichen, arbeiten die zwei Bagger über einen Querförderer auf einen beweglichen Zubringe-

getrieben werden, wird der Strom für die Fahrwerk- und sonstigen Motoren auf 380 V Spannung transformiert. Zum ersten Male begegnen wir hier der Anwendung von Einzelantrieben für die Fahrwerke mit Drehstrommotoren ohne Anwendung von Leonard-Steuerung.

Die Motoren sind in Gruppen unterteilt, die selbsttätig nacheinander eingeschaltet werden, so daß der Anlauf der Brücke ganz allmählich und ruhig stattfindet und die volle Geschwindigkeit erst nach dem Einschalten der letzten Motoren erreicht wird. Das Abschalten der Motoren geschieht in der gleichen Weise, so daß auch beim Stillsetzen Stöße vermieden werden. Die elektrisch betätigten Bremsen fallen erst ein, wenn die Brücke durch die Bremswirkung der Motoren bereits zum Stillstande gekommen ist.

In normalen Betrieben hat sich diese Schaltung gut bewährt, aber nicht, wenn die Brücke durch Stromunterbrechung stillgesetzt wird. Hier fallen die Bremsmagnete sofort ein. Der hierdurch bedingte Stoß wird dadurch vermieden, daß die Bremsmagnete gedämpft sind und mehrere Sekunden gebrauchen, ehe sie zur Wirkung kommen, so daß auch hier die Brücke allmählich abgebremst wird.

Zu erwähnen sind die Sicherheitseinrichtungen, die ein Stillsetzen der Brücke bei unzulässigem Winddruck verursachen, sowie ein Überfahren der Endstellungen der Zubringebänder, Stützweitenveränderungen, Schrägaufstellungen usw. mit Sicherheit verhindern. Bei Auftreten von hohem Winddruck wird durch einen auf der Brücke angebrachten Windmesser ein akustisches sowie optisches Signal als Warnung gegeben und bei

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1925, Heft 45, S. 635.

35 kg/m<sup>2</sup> Winddruck selbsttätig der Hauptschalter ausgelöst. Die gesamte elektrische Anlage ist von der AEG geliefert worden.

Die Konstruktion ist in jeder Beziehung gut gelungen, die Brücke arbeitet einwandfrei. Die geforderte Leistung ist nicht nur erreicht worden, sondern sie läßt sich möglicherweise noch steigern.

Die wichtigsten technischen Angaben für die Konstruktion sind aus Abb. 2 zu ersehen. Oberingenieur Thomas, Lauchhammer.

**Bewässerungsanlage in Mexiko.** Für die Durchführung der Bewässerung gewisser Landstriche wurde in Mexiko im Jahre 1926 eine nationale Bewässerungskommission eingesetzt, die im Oktober des genannten Jahres die Durchführung des Nueva Espana-Planes beschloß. Dieser Plan, der in Eng. News-Rec. vom 21. März 1929 bereits beschrieben wurde, umfaßt unter anderen Anlagen ein Staubecken, das im Salado-Flußgebiet durch den Don-Martin-Damm abgeschlossen wird. Dieser besteht, wie Eng. News-Rec. vom 16. Januar 1930 näher berichtet, aus einem Erddamm von

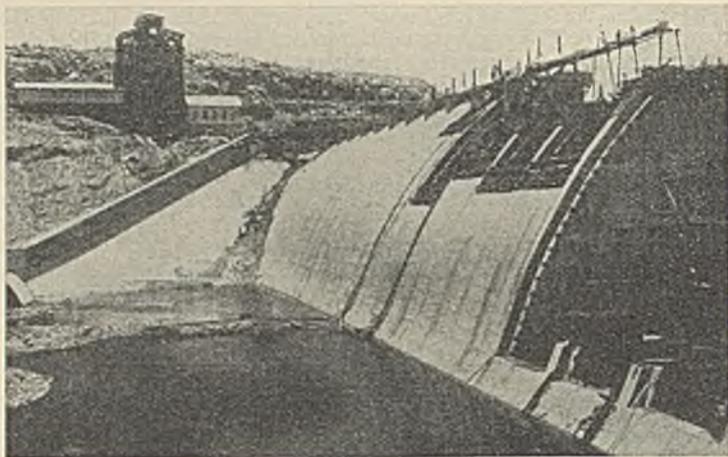


Abb. 1.

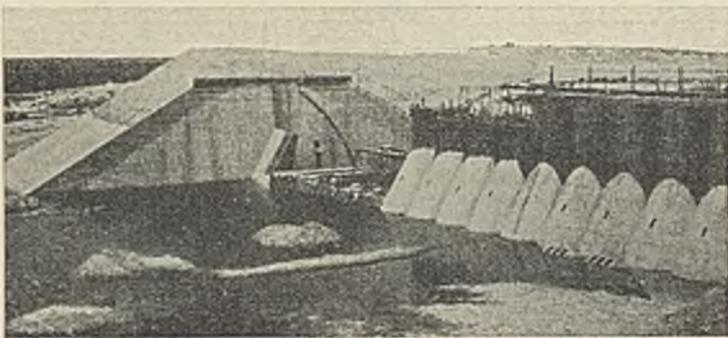


Abb. 2.

1060 m Länge und etwa 32 m größter Höhe und einem daran anschließenden Überfallwehr aus Beton von rd. 172 m Länge (Abb. 1). Ferner war noch die Schüttung eines fünf engl. Meilen langen und etwa 10 m hohen Erddeiches erforderlich, um einige tiefe Stellen zwischen der das Becken begrenzenden Hügelkette zu schließen.



Abb. 3.

Für die Bauausführung ergab sich die Einrichtung dreier dauernder Hauptplätze, eines neben dem Don-Martin-Damm, eines anderen bei Camaron, dem nächsten Eisenbahn- und Schiffsanschlußpunkte, und eines dritten bei San Antonio, der hauptsächlich für den Ausbau der Bewässerungskanäle bestimmt war. — Die Anschlußstelle zwischen dem Erddamm und dem Betonwehr ist in Abb. 2 wiedergegeben.

Die einzelnen, verstreut liegenden Farmen machten den Ausbau eines Straßennetzes erforderlich, das zum Teil während des Baues für die Be-

förderung der Materialien durch Motorschlepper zweckmäßig ausgenutzt werden konnte. Von den Einzelheiten des Berichtes ist noch die Ausführung des Erddammes bemerkenswert, der an der Wasserseite die in Abb. 3 dargestellte Betonbekleidung erhielt. Diese ist 28 cm stark und durch eine Kreuzbewehrung von 20 mm Rundeseisen im Abstand von 31 cm verstärkt und als im ganzen zusammenhängende Decke ausgebildet. Der Beton, der in Kippwagen herangeschafft wurde, ist in einzelnen lotrechten Streifen aufgebracht worden, wie aus Abb. 3 ersichtlich.

Entsprechend der Besiedelung des Gebietes wurden die Bewässerungsanlagen zunächst auf einer Fläche von rd. 40 000 acres, und zwar in der Umgegend von Camaron und Rodriguez an der National-Eisenbahn von Mexiko zwischen den Städten Laredo und Mexiko fertiggestellt. Zs.

**V. Internationaler Kongreß beratender Ingenieure.** Die Fédération Internationale des Ingénieurs-Conseils (F. I. D. I. C.) wird ihren diesjährigen Kongreß vom 4. bis 7. September in Wien I, Eschenbachgasse 9 in den Räumen des Österr. Ingen.- u. Arch.-Vereins abhalten. Dort befindet sich auch die Geschäftsstelle. Die Tagesordnung enthält die Behandlung der folgenden Fragen:

1. Schaffung gesetzlicher Kammern für beratende Ingenieure nach dem Muster der Rechtsanwaltskammer;
2. Bekämpfung der volkswirtschaftlichen Verluste und Schäden als Folge des Mißbrauches der kostenlosen Herstellung von Entwürfen;
3. Schädigung der Berufsbelange der beratenden Ingenieure durch Verwendung des Titels „gerichtlich beieideter Sachverständiger“ im praktischen (außergewöhnlichen) Erwerbsleben durch Personen, die nicht beratende Ingenieure sind;
4. Aufstellung von allgemeinen Bedingungen für die Vergebung und Ausführung von technischen Leistungen als international gültige Norm;
5. Internationale Vereinheitlichung der Honorartarife. — Ferner ist die Besichtigung von Alt- und Neu-Wiener Bauten vorgesehen. Anmeldungen baldigst erbeten.

### Personalnachrichten.

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Kienitz, Vorstand des Verkehrsamts Paderborn, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Kadatz, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Vorstand zum Verkehrsamt Paderborn, August Beck, bisher in Berlin, als Dezernent (Mitglied) und Leiter des Prüfungsamts zur R. B. D. Hannover, Gaick, bisher in Königsberg (Pr.), als Dezernent (Mitglied) und Leiter des Prüfungsamts zur R. B. D. Oppeln, und Stutterheim, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Nied, als Vorstand zum Maschinenamt München-Gladbach sowie die Reichsbahnbaumeister Wilhelm Hartmann, bisher bei der R. B. D. Altona, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Nied, Förstner, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Cottbus, in gleicher Eigenschaft zum Ausbesserungswerk Magdeburg-Salbke und Bertram, bisher beim Bauamt Heidelberg 2, zum Bauamt Mannheim 2.

Überwiesen: die Reichsbahnräte von Rauscher auf Weg, Vorstand des Verkehrsamts Regensburg, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. daselbst, Dr. jur. Veh, bisher bei der R. B. D. München, zur Gruppenverwaltung Bayern in München, Heydmann, bisher beim Zentral-Maschinenamt der Gruppenverwaltung Bayern in München, zur R. B. D. daselbst und Otter, bisher beim Maschinenamt Stuttgart, zur R. B. D. daselbst sowie der Reglerungsbaurat German Marstatt, bisher bei der Reichsvermögensverwaltung, zur R. B. D. Nürnberg.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Gutschank in Essen die Stelle des Vorstandes des Kohlenabnahmeamts in Essen.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Wilhelm Schmitz, Vorstand des Maschinenamts München-Gladbach, die Reichsbahnräte Georg Recht, Dezernent (Mitglied) des R. Z. A. in Berlin, Julius Schwarzkopf, Vorstand des Rechnungsbüros der R. B. D. Stuttgart, und Otto Krüger, Vorstand des Maschinenamts Braunschweig, der Reichsbahnoberratmann Joseph Popper bei der Hauptverwaltung in Berlin, die Reichsbahnamt-männer, Rechnungsräte Richard Hartge, Vorstand des Verkehrsamts der R. B. D. Altona, und Max Haase, Verkehrskontrolleur beim Verkehrsamt Darmstadt, die Reichsbahnamt-männer Walter Voigt, Vorstand der Güterabfertigung Breslau-Ost, Wilhelm Maaß, Vorstand der Güterabfertigung Köln-Gereon, Johann Wunderlich, Leiter der Kassenrevision bei der R. B. D. Dresden, Heinrich Finke, Leiter des Bahnbetriebswerks Worms, Heinrich Entzeroth beim Betriebsamt Gießen 1 und Richard Heberle, Oberbaukontrolleur bei der R. B. D. Trier, sowie der Oberlandmesser Paul Thomas bei der R. B. D. Köln.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte Wilhelm Hofmeister, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Königsberg (Pr.), und Albert Westphal, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Stettin, sowie der Reichsbahnamt-mann Dom. Heinzelmann, Vorstand des Verwaltungsbüros der R. B. D. Augsburg.

Auszeichnung: dem Reichsbahndirektionspräsidenten Marx in Essen ist von der Technischen Hochschule Dresden die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen worden.

Namensänderung: der Reichsbahnrat Dr. jur. Gerhard Schultz in Frankfurt (Main) führt mit Genehmigung des Herrn Preußischen Justizministers fortan den Familiennamen Karstensen.

**INHALT:** Probebelastungen in Friedrichshafen zur Erkundung der Tragfähigkeit des Baugrundes. — Der Umbau der Niddatalbrücke bei Assenheim (Oberhessen). — Von Dalben und Pender. — Königsche Stahlgußstränge für die Grundablaßverschlüsse des Staubeckens Oltmchau. — Vermischtes: Technische Hochschule Karlsruhe. — Technische Hochschule Graz. — Neue Abraumförderbrücke. — Bewässerungsanlage in Mexiko. — V. Internationaler Kongreß beratender Ingenieure. — Personalnachrichten.

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