

DIE BAUTECHNIK

Straßen- und Gleisunterführung unter der Staatsstraßen- und Bahnrampe zur neuen Rheinbrücke bei Maxau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. J. Wagnerberger und Reg.-Baumeister H. Hach, Ludwigshafen (Rhein).

I. Allgemeines.

Das nachstehend beschriebene Bauwerk wurde im Zuge der Staatsstraßen- und zweigleisigen Bahnrampe zur neuen Rheinbrücke Maxau bei Karlsruhe in der linksrheinischen Rampe (etwa 200 m von der neuen Rheinbrücke entfernt) erstellt.

Da dem in der Nähe gelegenen Schwellen- und Sägewerk Schenck durch die Neuanlage der Brückenrampe die bisherige Gleis- und Straßenzufahrt abgeschnitten wurde, mußten von der Brückenbaugemeinschaft neue Zufahrtmöglichkeiten geschaffen werden. Bahn- und Straßenzufahrt zum Sägewerk waren vor dem Bau der Rampe an der Dammachse etwa 100 m voneinander entfernt. Um zwei

Unterführungsbauwerke zu vermeiden, wurden die Zufahrten in einer Unterführung zusammengefaßt. Die Lage und der Kreuzungswinkel des Bauwerks waren dadurch bestimmt, daß eine Änderung des Anschluß- und Rangierverkehrs sowie der

Betriebsrichtungen des Werkes vermieden werden mußten. — Der alte Bahnhof Maximiliansau (linksrheinisch) wird durch einen Haltepunkt mit Betriebsgebäude ersetzt. Bei der Gründungsfrage des Bahnbetriebsgebäudes gab es drei Möglichkeiten:

1. eine Flachgründung im Damm mit der Gefahr großer und ungleicher Setzungen,
2. eine Säulengründung von rd. 16 m Höhe durch den 10,5 m hohen Damm hindurch bis auf den tragfähigen Boden,
3. eine Aufstellung auf den ohnedies zu erstellenden Widerlagern zwischen Bahn- und Straßenteil der Unterführung.

Die letztere wurde als die wirtschaftlichste und zuverlässigste gewählt.

Bei der Beschreibung des gesamten Bauwerks wird auf das Betriebsgebäude, das sich zur Zeit der Drucklegung noch im Bau befindet, nicht näher eingegangen.

Eine Übersicht über das Bauwerk zeigen Abb. 1, 2 u. 3.

II. Gründung.

Der tragfähige Boden konnte auf Grund von Bohrergebnissen erst in größerer Tiefe unter dem Gelände angenommen werden, so daß eine

normale Gründung nicht wirtschaftlich erschien. Es wurde eine Gründung auf Eisenbetonrammpfählen gewählt. Je nach der errechneten Druckverteilung in der Bodenfuge wurden 7 m bzw. 5 m lange Eisenbetonrammpfähle 38×38 cm angeordnet. Die vorderen Pfahlreihen der Widerlager und Flügel haben

zur Aufnahme von waagerechten Kräften eine Schrägstellung 10:1. Die Pfähle wurden mit Tonerdeschmelzement (320 kg Zement je m^3 Fertigbeton) hergestellt. Auf Grund der Probestrauchbelastung wurde für die 5 m langen Pfähle 50 t und für die 7 m langen Pfähle 70 t Höchstbelastung zugelassen.

Die Pfähle wurden mit einer 4-t-Dampframme gerammt. Die Eindringungstiefen der Pfähle waren sehr verschieden, was auf eine ungleichmäßige Zusammensetzung des Baugrundes schließen läßt. Ein großer Teil der Pfähle konnte nicht auf die Solltiefe gerammt werden, während einige aufgestockt werden mußten. Die Rund-

eisen der Pfahlköpfe wurden freigelegt und blinden in die 50 cm dicken Eisenbetonplatten der Fundamentsohlen ein.

III. Überbauten, Widerlager und Flügel.

Die Belastung des Widerlagers unter der Bahn, der Straße und dem Betriebsgebäude ist so verschieden, daß es notwendig war, Trennungsfugen anzuordnen, die ein ungleichmäßiges Setzen der Bauteile zulassen und so Setzrisse vermeiden. Aus dem gleichen Grunde sind die Schrägflügel von den Widerlagern durch Fugen getrennt.

1. Bauteil unter der Bahn.

In das Bauwerk mußte eine 1:7-Weiche der Gleisanlage des Schwellenwerkes verlegt werden, so daß sich die lichte Weite zwischen den Widerlagern von 8,4 m auf rd. 11 m trompetenförmig vergrößert. Die lichte Höhe beträgt etwa 8,8 m (vgl. Abb. 1, 2 u. 4).

Die zweigleisige Bahn steigt gegen die Rheinbrücke mit $5,547\text{‰}$ und liegt in einer Krümmung vom Halbmesser 1250 m. Der Überbau liegt waagrecht und besteht aus zwölf einbetonierten geschweißten Nasenprofilträgern (St 37) der Dort-

Abb. 1. Schnitt senkrecht zur Bahn- und Straßennachse von Westen aus gesehen.

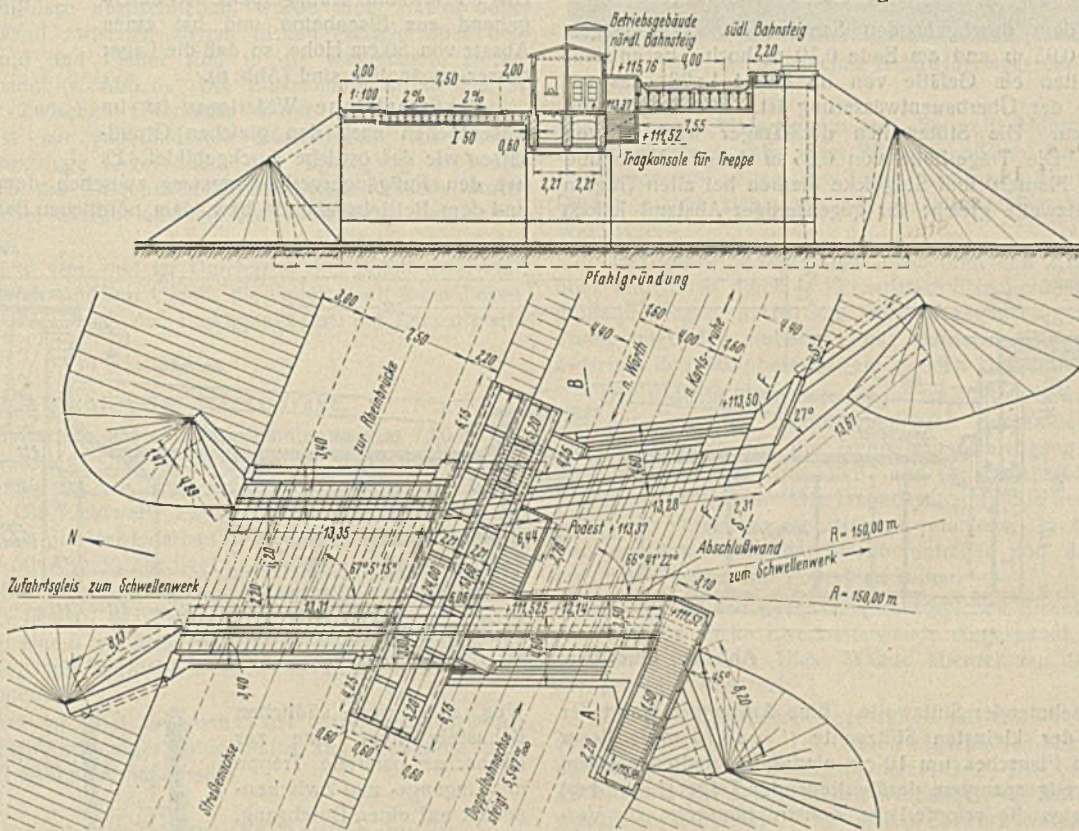


Abb. 2. Grundriß.

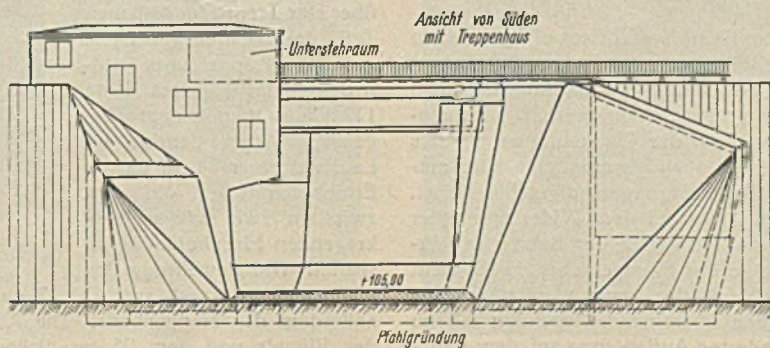


Abb. 3.

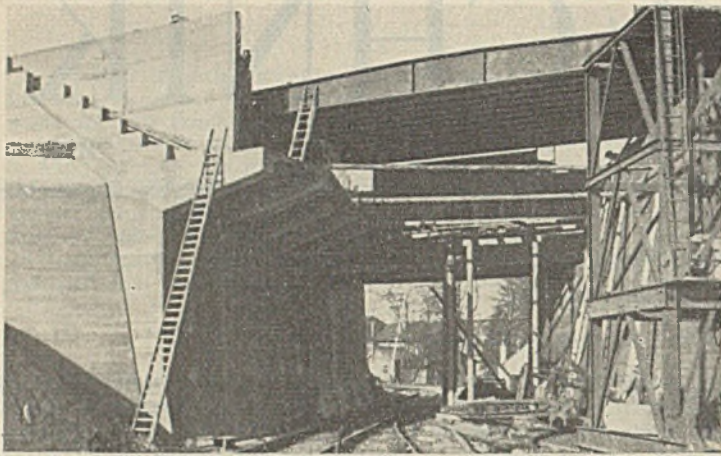


Abb. 4. Geschweißte Nasenprofilträger des Bahnüberbaues.

munder Union unter dem durchgehenden Schotterbett. Das Trägerprofil ist in der Mitte 0,95 m und am Ende 0,70 m hoch. Es entsteht somit nach beiden Seiten ein Gefälle von im Mittel 1:26, das zugleich das Längsgefälle der Überbautwässerung ist. Die Träger sind aus Abb. 4 zu ersehen. Die Stützweiten der Träger wachsen von 13,73 m auf 14,82 m. Die Trägerhöhe von 0,95 m in der Mitte und 0,70 m am Ende sowie Flansch- und Stegdicke bleiben bei allen Trägern trotz verschiedener Stützweite gleich; ihr gegenseitiger Abstand jedoch

querträger I 14. Um die ungehinderte Durchbiegung des obenliegenden Bahnsteigträgers zu gewährleisten, wurde zwischen den übereinanderliegenden Trägern eine waagerechte Fuge von 3 cm angeordnet (vgl. Abb. 5).

Der südliche Bahnsteig, ebenfalls 2,2 m breit, besteht aus drei einbetonierten Trägern I 60 mit darüberliegendem 2 cm dicken Asphaltbelag. Auch dieser Bahnsteig ist von dem Bahnüberbau durch eine Fuge getrennt (Abb. 5). Jeder Bahn- und Bahnsteigträger hat auf der Ostseite ein Rollenlager und auf der Westseite einen festen Lagerstuhl.

Das östliche Widerlager besteht aus Stampfbeton (190 kg Zement je m³ Fertigbeton) mit einer 50 cm dicken Eisenbetonplatte zum Einbinden der Pfahlköpfe. Die 85 cm hohe Auflagerbank ist durchgehend aus Eisenbeton und hat einen Absatz von 50 cm Höhe, so daß die Lager besser zugänglich sind (Abb. 6).

Das westliche Widerlager ist im wesentlichen nach den gleichen Grundsätzen wie das östliche durchgebildet. Es hat den Fußgängerverbindungsweg zwischen dem südlichen Bahnsteig und dem Betriebsgebäude bzw. dem nördlichen Bahnsteig zu tragen. Der

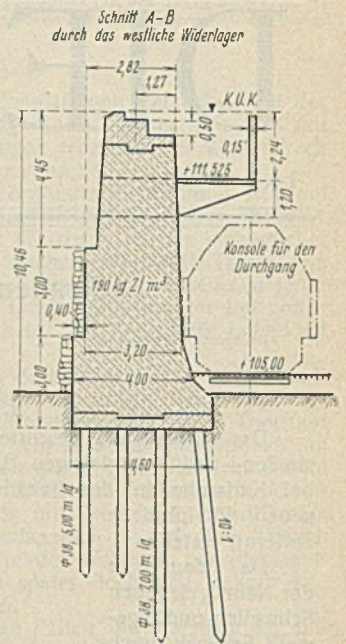


Abb. 6.

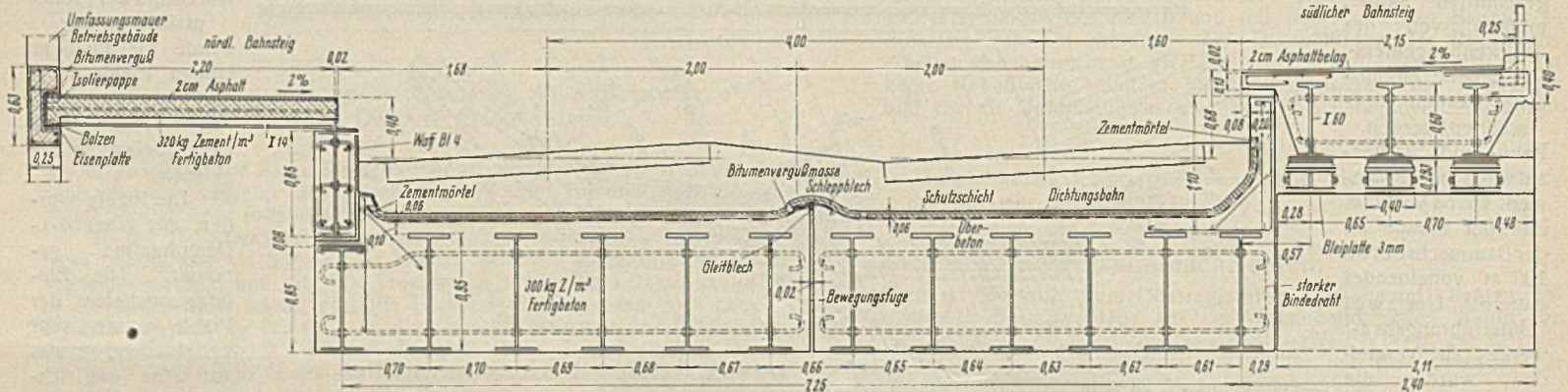


Abb. 5. Querschnitt des Bahnüberbaues.

verringert sich mit zunehmender Stützweite. Eine Ausnahme bildet der nördliche Träger mit der kleinsten Stützweite ($l = 13,73$ m). Dieser konnte infolge dickeren Flansches um 10 cm niedriger gehalten werden, wodurch dann für den weitgespannten, darüberliegenden Träger ($l = 15,4$ m) des nördlichen Bahnsteigs die erforderliche Konstruktionshöhe zur Verfügung stand. Laut BE ist bei Bahnsteigträgern die Durchbiegung bis $\frac{1}{800}$ der Stützweite zulässig. Daraus ergab sich eine Mindesthöhe des Trägers von 0,85 m (ungefähr $\frac{1}{18}$ der Stützweite). Er ist ebenfalls ein geschweißter Nasenprofilträger, jedoch mit gleichbleibender Höhe.

Die Dichtung besteht aus 0,2 mm dickem geriffeltem Kupferbronzeblech (Heku-Dichtung). Darüber liegt eine 5 cm dicke Feinbetonschutzschicht mit Drahtgewebeeinlage. Zwischen beiden Gleisen ist die übliche Trennungsfuge angeordnet. Der Querschnitt durch Bahnüberbau und Bahnsteig ist aus Abb. 5 ersichtlich.

Im ersten Entwurf waren für den Bahnüberbau zwei getrennte Trogbrücken mit je zwei Vollwandträgern vorgesehen. An den beiden äußeren Blechträgern waren Konsolen für die Bahnsteige eingespannt. Um die teureren Unterhaltungskosten zu vermeiden, wurde jedoch die Konstruktion der einbetonierten Träger vorgezogen.

Der nördliche Bahnsteig von 2,20 m Breite besteht aus einbetonierten 0,92 m voneinander entfernten Trägern I 14 (senkrecht zur Bahnachse) mit 2 cm dickem Asphaltbelag. Zur Belichtung des darunterliegenden Treppenhauses wurde ein $2,80 \times 1,50$ m großes befahrbares Oberlicht eingebaut. Der Bahnsteig lagert einerseits auf der Umfassungsmauer des Betriebsgebäudes und andererseits auf einem oben abgerundeten Vierkantisen, das auf dem schon erwähnten Bahnsteigträger aufgeschweißt ist. Der nördliche Bahnsteig ruht somit mittelbar auf dem Widerlager unter dem Betriebsgebäude und dem des Bauteils unter der Bahn. Die Erschütterungen und Durchbiegungen infolge des Bahnverkehrs dürfen nicht durch den Bahnsteig auf das Betriebsgebäude übertragen werden. Daraus ergibt sich die Konstruktion der beiden übereinanderliegenden 0,85 m hohen Nasenprofilträger mit ihrer gesonderten Auflagerung auf dem Bahnwiderlager, ferner die beiderseitige gelenkige Auflagerung der Bahnsteig-

Weg führt vom südlichen Bahnsteig über eine zur Bahnachse parallele Treppe mit Eingangs- und Zwischenpodest auf einen Durchgang, 2,24 m unter Konstruktionsunterkante des Bahnüberbaues (Kote 111,525), und von da waagrecht und gleichlaufend der Widerlagerflucht zur Aufgangstreppe über ein Podest (Kote 113,37) in das Betriebsgebäude. Der Fußboden des Betriebsgebäudes liegt annähernd auf der Höhe der Fußwegoberkante der Staatsstraße. Zum nördlichen Bahnsteig gelangt man über eine Treppe im östlichen Teil des Betriebsgebäudes.

Die Treppe vom südlichen Bahnsteig bis Kote 111,525 ruht mit dem Eingangspodest und dem oberen Lauf auf einer 14 cm dicken Eisenbetonplatte, die sich zwischen zwei 5,09 m auskragenden Eisenbetonflügeln spannt. Die Bewehrung des äußeren Flügels ist aus Abb. 7 zu ersehen. Auf den Flügeln lagert außerdem das Treppenhaus. Die Abgrenzung zwischen dem Eisenbeton des Flügels und dem 25 cm dicken Mauerwerk des Treppenhauses ist beim inneren Flügel in Höhe der Bahnsteigoberkante waagrecht und

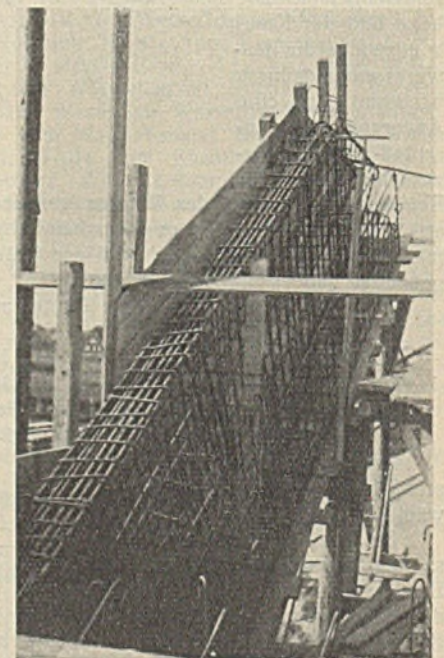


Abb. 7.
Bewehrung des äußeren Kragflügels.

beim äußeren Flügel treppenförmig (auf Backsteinschichten bezogen: 54/76 bzw. 39/67 cm) zur besseren Auflagerung des Mauerwerks ausgebildet (s. Abb. 8). Das Zwischenpodest und der untere Lauf der Treppe liegen bereits im Massivkörper des Widerlagers, das an dieser Stelle zur Vermeidung einer allzugroßen Ausladung und zur besseren Verankerung der Kragflügel eine Verstärkung nach rückwärts erfuhr (vgl. Abb. 2).

Der waagerechte Durchgang unter dem Bahnüberbau (Kote 111,525) ist 2,50 m breit und besteht aus einer durchlaufenden 15 cm dicken Eisenbetonplatte zwischen sechs 2,91 m entfernten Eisenbetonkonsolen. Die Konsolen sind im Widerlager verankert und kragen in Richtung der Bahnachse 2,83 m aus. Der darüberliegende Widerlagerteil und die Auflast stellen ein reichliches Gegengewicht dar. Die beiden südlichen Konsolen sind stärker ausgebildet (aus Abb. 8 deutlich zu ersehen), da sie außer dem Fußweg noch den östlichen Teil des Treppenhauses mit eingebautem Unterstellraum zu tragen haben (Abb. 3). Die Richtung dieser beiden Konsolen war durch die Anordnung des Treppenhauses parallel zur Bahnachse bedingt. Die vier leichteren Konsolen mußten notwendigerweise dazu gleichlaufend angeordnet werden. Um den Durchgang gegen Rauchgase und Witterungseinflüsse abzuschließen, wurde eine 2,24 m hohe senkrechte Eisenbetonwand zwischen 25 cm dicken Pfeilern über den Konsolen erstellt. Wand und Pfeiler sind in die waagerechte Decke bzw. Konsolen eingespannt (s. Abb. 6). Die Einspannungseisen sind in Abb. 8 zu erkennen. Zwischen Oberkante dieser Wand und Unterkante Bahnüberbau ist zur ungehinderten Durchbiegung des Bahnüberbaues eine Trennungsfuge angeordnet. Der Durchgang ist somit seitlich einerseits durch das aufgehende Widerlager, andererseits durch die eingespannte lotrechte Eisenbetonwand und oben durch den Bahnüberbau begrenzt.

Im Treppenhaus sind vier und im Durchgang drei Stahlfenster eingebaut. Die Treppenstufen sind aus Granit, die Podeste mit 2 cm dicken Granitplatten belegt. Der Belag des Durchgangs ist ein Zementglattstrich mit Härtestoff.

2. Bauteil unter der Staatsstraße.

Die überführte Staatsstraße hat eine Fahrbahnbreite von 7,50 m mit 2 und 3 m breitem Gehsteig. Sie steigt gegen die neue Rheinbrücke mit 2 ‰. Das Quergefälle ist von Straßenmitte nach den beiden Bordkanten ebenfalls 2 ‰. Die Lichtweite zwischen den Widerlagern beträgt 8,4 m, die lichte Höhe 7,7 m. Der Überbau ist eine einfache einbetonierte Walzeisensträgerdecke I 50 (Abb. 9). Er liegt im Gefälle der Straße. Diese Längsneigung wurde für die Dichtung als hinreichend erachtet. Die Dichtung der Fahrbahn besteht aus zwei Lagen bitumengetränkter Wollfilzplatte. Darüber liegt eine 5 cm dicke Feinbetonschutzschicht mit Drahtgeflechtinlage. Gehweg und Fahrbahn werden mit 2 bzw. 5 cm dickem Hartgußasphaltbelag abgedeckt.

Die Widerlager sind wie bei der Bahn aus Stampfbeton (190 kg Zement je m³ Fertigbeton) mit einer Sohlenplatte aus Eisenbeton und einer durchgehenden Eisenbetonauflegerbank.

3. Bauteil unter dem Betriebsgebäude (Abb. 1 u. 2).

Das 24 m lange Betriebsgebäude ruht auf drei waagrecht liegenden Eisenbetonträgern von 13,60 m Stützweite mit beiderseitigen Auskragungen von 4,25 m bis 6,15 m. Bei der statischen Untersuchung der Träger ergab sich das Kragmoment als maßgebendes Größtmoment. Daher wurde die Feldweite zur Verringerung der Kraglänge so groß gewählt, wie es die

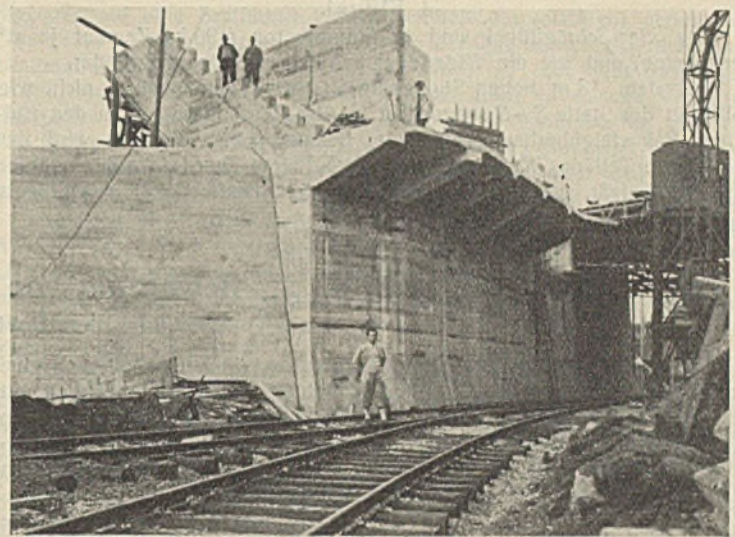


Abb. 8. Westliches Bahnwiderlager ohne Überbau.

Ausbildung der Widerlager zuließ. Es greift dadurch die Auflagerkraft der Eisenbetonträger nahe dem Widerlagerrücken an und bildet somit ein Gegenmoment gegen das vom Erddruck herrührende Kippmoment. Daraus erklärt sich auch die verhältnismäßig leichte Ausbildung des Widerlagers.

Die Eisenbetonträger sind 0,6 m breit und 2,19 m hoch. Sie werden oben und unten durch je 12 cm dicke Eisenbetonplatten und durch Eisenbetonquerträger in rd. 3 m Abstand gegenseitig ausgesteift. Die obere Platte trägt den Fußboden des Betriebsgebäudes. In die Hohlräume zwischen den Eisenbetonträgern werden Heizröhren verlegt.

Der südliche Eisenbetonträger ist stärker bewehrt, da er die Hauptlast des Gebäudes aufzunehmen hat. Ferner hat er als einseitige Last die Tragkonsolen für die Treppe vom Durchgang zum Betriebsgebäude, für das Podest auf Kote 113,37 und für die Abschlußwände des Treppenaufganges zu tragen. Die Tragkonsolen sind in den anschließenden oben erwähnten Verstärkungsquerträgern verankert. In Abb. 10 ist der östliche Teil der Bewehrung der Eisenbetonträger und die Schalung für oben erwähnte Treppe und Podest zu sehen.

In die beiden Kragarme des südlichen Eisenbetonträgers sind senkrechte, 25 cm dicke Eisenbetonwände eingespannt, die bis zur Bahnsteigoberkante reichen. Diese Wände übernehmen den von der Bahnrampe herrührenden Erddruck.

Die drei Eisenbetonträger ruhen mit Hilfe von sechs Stahlgußlagern auf den Widerlagern. Die oberen Lagerplatten binden mit kräftigen Rundeisenhaken in die Eisenbetonträger ein. Die beweglichen Lager (zwei Rollen) sind auf dem östlichen Widerlager, die festen Lagerstühle auf dem westlichen Widerlager. Im ersten Entwurf waren statt der Eisenbetonträger ummantelte Blechträger vorgesehen. Trotz geringeren Gewichts wurde von dieser Konstruktion abgesehen, weil eine Beschädigung der Ummantelung besonders für die in die Dammschüttung ragenden Kragarme schwierig zu beheben wäre.

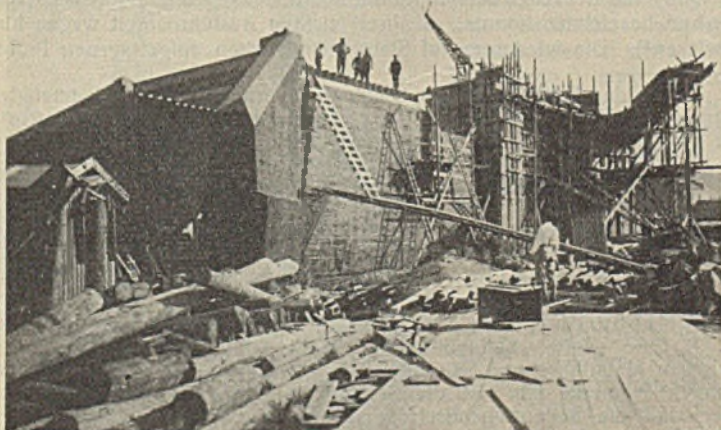


Abb. 9. Bauteil unter der Staatsstraße (im Vordergrund) von Nordwesten gesehen.

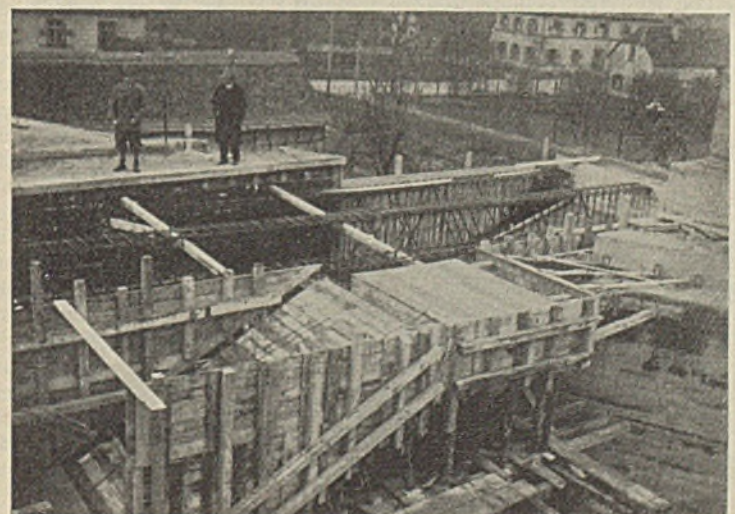


Abb. 10. Östlicher Teil der Bewehrung der Eisenbetonträger und Schalung für Treppe und Podest.

4. Flügel.

Die vier Schrägflügel sind in Stampfbeton (190 kg Zement je m³ Fertigbeton) und wie die Widerlager auf Ramppfählen gegründet.

Bei dem 13 m hohen Südostflügel ist die Trennungsfuge nicht wie üblich an der Stelle S—S angeordnet (s. Abb. 2), sondern bis an den südlichen Bahnsteigüberbau (Stelle f—f) herangerückt. Dadurch wird der unbelastete Teil des Widerlagers mit dem Flügel zu einem Betonkörper zusammengefaßt, so daß eine Erhöhung der Standfestigkeit des Flügels

erreicht wird und allzu spitzwinklige Betonkanten an der Trennungsfuge zwischen Widerlager und Flügel vermieden werden.

Die Ansichtflächen der Flügel und Widerlager sind mit 7 cm dickem Vorsatzbeton ohne Nachbehandlung ausgeführt. Die erdberührten Betonflächen sind mit einem Voranstrich und zweimaligem, kaltem bituminösen Isolieranstrich versehen. Ferner ist an diesen Rückflächen eine 40 cm dicke Steinpackung aus lagerhaften Bruchsteinen ausgeführt. — Die Bauleitung lag in Händen des Reichsbahn-Neubauamtes Ludwigshafen (Rhein).

Alle Rechte vorbehalten.

Bewertung von Rostschutzfarben.

Von Dipl.-Ing. Hans Hebberling, Pullach b. München.

Die Umstellung der deutschen Rohstoffwirtschaft hat bekanntlich eine große Anzahl von Neuerungen auf dem Gebiete der Rostschutzfarben mit sich gebracht. Nicht jede davon ist heute schon so weit erprobt, daß sie dem Verbraucher mit gutem Gewissen empfohlen werden kann. Es verlohnt sich daher auch für den Baufachmann, sich mit den wichtigsten Verfahren zu ihrer Unterscheidung und Bewertung vertraut zu machen.

Wie ich bereits an anderer Stelle dargelegt, bilden das sicherste Mittel zur Prüfung von Rostschutzfarben die sog. „Freilagerversuche“¹⁾, weil sie unter den tatsächlichen Verhältnissen der Praxis ausgeführt werden. Die sog. „Kurzprüfungsmethoden“ bieten ihnen gegenüber nur den einen Vorteil, daß sie sich innerhalb verhältnismäßig kurzer Zeit, manchmal schon binnen weniger Minuten ausführen lassen. Es haftet ihnen aber stets der Charakter des Behelfmäßigen und Unvollständigen an, da sie naturgemäß nur einen Teil der auf den Anstrich einwirkenden Kräfte erfassen und demgemäß ein erschöpfendes Bild von seinem Werte nicht geben können. Infolgedessen scheint den Neuerungen gegenüber, deren Bewertung sich ausschließlich auf solche Kurzversuche gründet, vorweg eine gewisse Zurückhaltung geboten. Als Beispiel erwähne ich die zahlreichen Farbgemische meist unbekannter Zusammensetzung, die

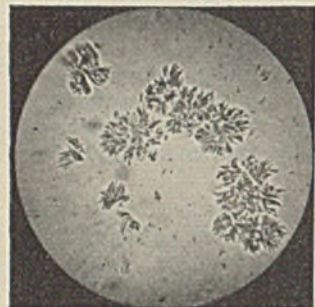


Abb. 1.

Mikroaufnahme eines chemisch „aktiven“ Pigments (Bleiweiß) in 450facher Vergrößerung.

Aus den anfänglich festen Farbkörnern bilden sich durch chemische Wechselwirkung mit dem Bindemittel kristallförmliche Gebilde heraus, die schließlich einen großen Teil des Gesichtsfeldes bedecken.

erst in jüngster Zeit auf den Markt gekommen sind und mit denen Dauerversuche entweder überhaupt nicht oder doch nicht in ausreichendem Maße angestellt sein können. Über diese Gemische liegen ausreichende Erfahrungen bis heute noch nicht vor, während die bei der Reichsbahn z. Z. vorgeschriebenen Verschnitte der Bleimennige mit 20% Schwerspat bereits vor Jahren erprobt und als verhältnismäßig brauchbar befunden

¹⁾ Hebberling, Der Rostgrad und seine praktische Bedeutung. Bautechn. 1933, Heft 12, S. 146.

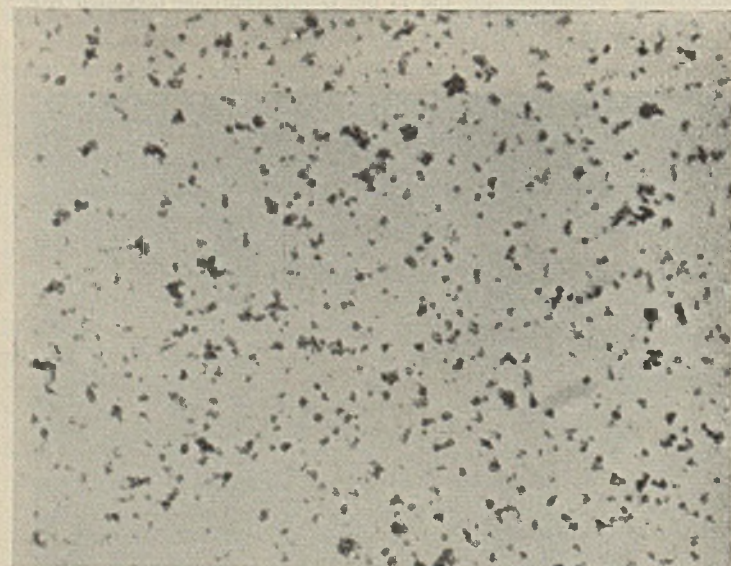


Abb. 2. Mikroaufnahme eines „indifferenten“ Pigments in 450facher Vergrößerung.

Die Farbkörner bleiben im Bindemittel unverändert.

wurden²⁾. Dessenungeachtet können die Kurzversuche dem Fachmann gerade bei der Prüfung von Neuerungen u. U. wertvolle Anhaltspunkte bieten. Wenn beispielsweise eine von ihnen schon bei mäßiger Beanspruchung durch schweflige Säure im Laboratorium versagt, so kann sie selbstverständlich beim Anstrich von Bahnhofshallen, Industriebauten u. dgl. vorweg keine Verwendung finden.

Diese Säureprüfung kann als das Schulbeispiel einer verhältnismäßig einfach durchzuführenden Kurzprüfungsmethode gelten, mit der sich auch der Baufachmann vertraut machen sollte: Die auf kleine Eisenblechtäfelchen aufgetragenen Probeanstriche werden auf einem Holzgestell entsprechender Größe befestigt. Darunter stellt man eine Porzellanschale, die eine genau gemessene Menge der Säurelösung bestimmter Konzentration (4,5 G.T. SO₂ in 10, 15 bzw. 25 cm³ Wasser) enthält und die man vorsichtshalber mit einer Glasplatte bedeckt. Dann stellt man die ganze Apparatur unter eine Glasglocke und beobachtet die innerhalb eines bestimmten Zeitraumes an den Proben vor sich gehenden Veränderungen³⁾. Die auf diesem Wege erhaltenen Ergebnisse sind insofern bemerkenswert, als sie sich in auffälligem Grade mit denen decken, die das Reichsbahnzentralamt auf Grund jahrelanger Güteprüfungen ermittelt hat. Es zeigte sich nämlich, daß die nach den RZA-Vorschriften⁴⁾ hergestellten Farbfilme „Bleiweiß auf Bleimennige“ nach 60tägiger Alterung selbst der höchsten Beanspruchung (2,5 Raum-% schwefeliger Säure in wasserhaltiger Luft) restlos standgehalten haben. Dabei mußte besonders auffallen, daß der Unterschied zwischen „magerer“ (d. h. ölärmer) und „fetter“ (d. h. ölreicher) Bleimennigegrundlage, der bei geringerer Säurekonzentration recht auffällig zugunsten der ersteren zutage trat, anscheinend bei stärkerer Einwirkung überhaupt nicht mehr fühlbar wurde. Hieraus ergibt sich leicht, daß das „Überfetten“ der Bleifarben einer zwecklosen Materialverschwendung gleichkommt und bei den erwähnten Verschnitten mit Schwerspat ein auffälliges Nachlassen der Widerstandsfähigkeit gegen Säuredämpfe nicht zu erwarten steht⁵⁾.

Ein vielgebrauchtes, dabei sicheres und bequemes Mittel zur Bewertung von Rostschutzfarben ist das Mikroskop. Es gibt u. a. Aufschluß über Korngröße und Struktur des zu untersuchenden Pigments und gestattet somit eine rasche Entscheidung darüber, ob das Pigment ein einfacher oder zusammengesetzter Körper ist. Darüber hinaus ermöglicht es die Feststellung, ob der jeweilige Farbkörper ganz oder teilweise mit den Bestandteilen des Bindemittels (Leinölfirnis) in chemische Wechselwirkung tritt, d. h. ob er zu den „aktiven“ oder „indifferenten“ Pigmenten zählt (Abb. 1 u. 2). Die große Bedeutung der chemischen Aktivität im Rostschutz habe ich bereits an anderer Stelle eingehend dargelegt⁶⁾. Das früher hierüber Gesagte ist durch die gegenwärtige Sachlage keineswegs überholt; es hat im Gegenteil sogar besondere Bedeutung durch die Tatsache gewonnen, daß heute wiederum eine große Anzahl mehr oder minder getarnter Verschnitte als angeblich „voll seifenbildend“ im Handel feilgeboten werden⁷⁾.

Auf eine neuartige Schnellprüfungsmethode, die man kurz als „Ritzprobe“ bezeichnen könnte, sei ihrer leichten Ausführbarkeit wegen hingewiesen⁸⁾. Die wiederum auf Stahlblechtäfelchen aufgetragenen Probe-

²⁾ Da der Schwerspat das Ölaufnahmevermögen der beigemengten Pigmente um einen namhaften Betrag herabsetzt, dient diese Vorschrift der Einsparung sowohl am Pigment wie auch am Bindemittel.

³⁾ F. J. Peters, Über die abgekürzte Prüfung von Rostschutzfarben auf Widerstandsfähigkeit gegen schweflige Säure. Farbenztg. 39. Jg., Nr. 26, S. 675.

⁴⁾ Abgekürzter Ausdruck für „Lieferungsbedingungen des Reichsbahnzentralamtes für Anstrichstoffe“.

⁵⁾ Der Schwerspat ist gegen schwache bis mittelstarke chemische Einwirkungen so gut wie unempfindlich.

⁶⁾ Hebberling, Zur Korrosionsfrage. Bautechn. 1932, Heft 34, S. 436.

⁷⁾ Eine „volle“ Seifenbildung, d. h. eine vollständige Umsetzung zwischen Metallbase und Säureglyzerid, tritt bei keinem der derzeit bekannten Pigmente ein. Ist die Seifenbildung mengenmäßig zu gering oder sind die Seifen chemisch zersetzlich, so ist eine wirksame Verbesserung des Anstrichs ihrerseits nicht zu erwarten.

⁸⁾ Dr. Lehmann, Rostschutzwirkung von Pigmenten. Farbenztg. 40. Jg., Nr. 3, S. 55 f.

anstriche werden mit einer Grammophonadel geritzt und die entstandenen 3 mm langen Risse mit einem Tröpfchen einer sehr verdünnten Kochsalzlösung vollständig überdeckt. Sodann werden die Täfelchen 24 Stunden bei Gegenwart von Wasserdampf im Brutschrank auf einer Temperatur von 25° gehalten. Unter den nach diesem Verfahren untersuchten Pigmenten nimmt wiederum die Bleimennige eine Vorzugstellung ein, insofern sie nach Ablauf der genannten Frist nicht die geringsten Rostansätze zeigt. Verhältnismäßig günstig ist auch die Stellung des Zinkoxyds, während Eisenrot, Zinkstaub und einige sogenannte „Spezialfarben“ unbekannter Zusammensetzung keine eindeutigen Ergebnisse liefern.

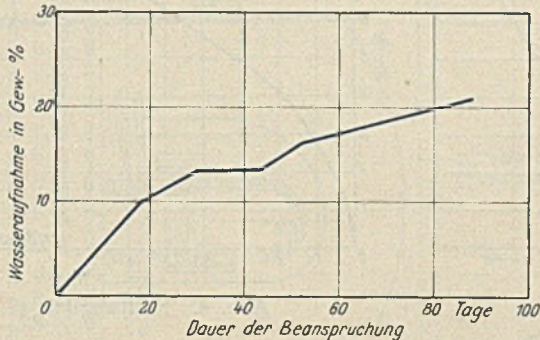


Abb. 3. Typische Quellkurve einer Rostschutzfarbe.

Schließlich sei noch auf die sogenannte „Quellprobe“ hingewiesen, die den Zweck verfolgt, die Gewichtszunahme eines gewogenen Filmstreifens nach der Beanspruchung durch flüssiges oder dampfförmiges Wasser, gegebenenfalls bei gleichzeitiger Anwesenheit eines „Elektrolyten“ (Salz, Säure, Base in entsprechender Verdünnung) festzustellen. Die in der Zeiteinheit festgestellte Gewichtszunahme des Filmstreifens

(bezogen auf eine bestimmte Gewichtseinheit des letzteren) nennt man „Quellzahl“, die graphische Aufzeichnung der Quellzahlen innerhalb eines bestimmten Zeitraums „Quellkurve“ (Abb. 3). Die Quellzahl kann sowohl unmittelbar (durch Wägung) als auch nach mittelbaren Verfahren (beispielsweise durch Messung des elektrischen Widerstandes, den der Farbfilm an einer Platinelektrode in elektrolytischer Lösung hervorbringt)⁹⁾ bestimmt werden. Sie gibt wertvolle Aufschlüsse über den Grad der Wasserdurchlässigkeit eines Anstrichsystems und stellt mittelbar einen — allerdings nicht allein maßgebenden — Wertmesser für dessen Schutzwirkung dar. Stark quellende Filme fördern nämlich fast stets den „Unterrost“, der sich mit Vorliebe unter dem Anstrich bildet und daher mit Recht als besonders gefährlich und heimtückisch gilt. Sie sind somit für Grund- und Deckanstriche auf korrosionsfähigen Eisen- und Stahlsorten gleichermaßen ungeeignet.

Manchen Kurzprüfungsmethoden — so vor allem der Bestrahlung mit Quecksilberquarzlicht¹⁰⁾ — haftet der gemeinsame Fehler an, daß sie den Anstrich einseitig oder zu stark beanspruchen, andere wiederum, wie die Ermittlung der Trockendauer, Zähflüssigkeit, Reißfestigkeit, Dehnung usw., geben nur im Zusammenhang miteinander ein klares Bild von den Eigenschaftswerten des zu untersuchenden Körpers und sind daher nur in größeren Forschungsinstituten üblich. Der Baufachmann wird in den vorbeschriebenen Verfahren in der Regel genügend Anhaltspunkte für die von ihm zu treffende Entscheidung finden.

⁹⁾ W. Mühlberg, Zur Kenntnis der pigmentierten Filme fetter Öle. Dissertation, Leipzig.

¹⁰⁾ Dr. E. Becker, Ultraviolettes Licht und seine Verwendung zur Kurzprüfung von Anstrichen auf Wetterbeständigkeit. Farbztg. 33. Jg., Nr. 36, S. 2232.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Tragfähigkeit des Bodens.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Düsseldorf.

Die nachstehend mitgeteilten Versuche dienen zur Nachprüfung meiner früher veröffentlichten theoretischen Betrachtungen über Tragfähigkeit und Formänderungswiderstand des Bodens¹⁾.

Um das zeitraubende Aufstapeln von Ballast auf dem Druckstempel zu vermeiden, und um die dem Versuchsboden aufgezwungene Kraft innerhalb kurzer Fristen und innerhalb weiter Grenzen mit großer Genauigkeit verändern zu können, wurde eine Druckwasserpresse zu Hilfe genommen. Als Widerlager diente der Hauptträger einer stählernen Brücke, der etwa 2 m über dem Versuchsboden lag. Formänderungen der Brücke konnten auch bei der Höchstlast von 10 t nicht festgestellt werden. Zum Ablesen des inneren Überdrucks der Presse wurde ein Druckmesser (Manometer) mit einem Meßbereich von 0 bis 50 atü verwendet. Da der Kolbenquerschnitt 200 cm² betrug, drückte die Presse mit $P=0$ bis $P=10$ t. Der Reibungsverlust in der Presse beträgt nach der bekannten Faustformel 1 kg je mm Kolbendurchmesser und je 50 kg/cm² atü demnach im Höchstfalle $R=160 \cdot \frac{50}{50} = 160$ kg, entsprechend 1,6%, und liegt somit innerhalb der Ablesegenauigkeit sowohl des Druckmessers als auch der Einsenkungen des Druckstempels.

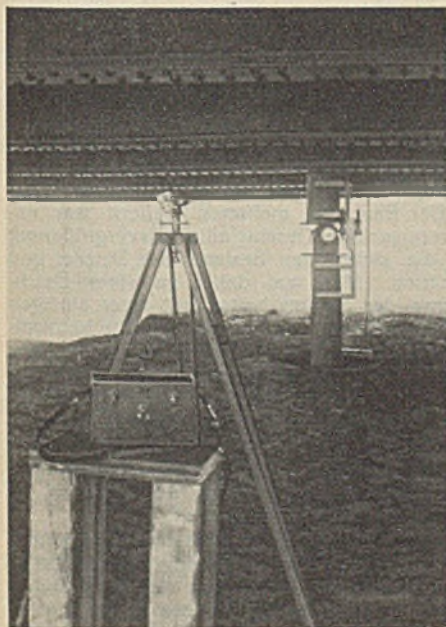


Abb. 1. Gesamte Versuchseinrichtung.

Die elastische Zusammendrückung des hölzernen Druckstempels unter der Höchstlast von etwa 0,1 mm liegt ebenfalls innerhalb der Fehlergrenzen der Ablesung. Die Einsenkungen der Lastfläche wurden mittels eines in etwa 7 m Entfernung aufgestellten Nivellierinstrumentes an einem mit 1/2-mm-Teilung versehenen, in feste Verbindung mit dem Druckstempel gebrachten Maßstabe abgelesen. Zehntelmillimeter konnten mit genügender Genauigkeit geschätzt werden. Das Verhalten der eisernen Brücke wurde an einem zweiten Parallelmaßstab beobachtet. Als Lastfläche diente eine stählerne, kreisrunde Platte

¹⁾ Bautechn. 1935, Heft 17.

von 25 mm Dicke mit einem Durchmesser von 50 cm. Die Druckfläche betrug somit rd. 2000 cm². Alle übrigen Einzelheiten gehen aus Abb. 1 u. 2 hervor.

Mittels der vorstehend beschriebenen Einrichtung wurde dem aus diluvialen Decksand bestehenden Versuchsboden eine allmählich bis zu 10 t gesteigerte Belastung entsprechend einem Einheitsbodendruck von 5 kg/cm² aufgedrückt. Der Stempel war hierbei 0,38 m in den vorher vollkommen waagrecht abgeglichenen Boden versenkt, um die Wirkung der hierdurch bedingten Auflast von 0,38 m Höhe in das Versuchsergebnis mit einzubeziehen.

In Abb. 3 ist die Kraftweglinie aufgezeichnet. Die Last wurde beim ersten Versuch zunächst von Null bis auf 4 t erhöht, auf Null ermäßigt und dann bis zur „Tragfähigkeit“ gesteigert. Im Intervall $0 < P < 4$ t war keine bleibende Einsenkung festzustellen. Der Boden verhielt sich vielmehr vollkommen elastisch. Die Lastweglinie zeigt ferner deutlich zwei annähernd geradlinige Äste, und zwar in den Intervallen $2 < P < 5$ t und $5,5 < P < 8,9$ t. Bei $P=8,9$ t trat der erste Bruch des Bodens ein, gekennzeichnet durch ein Fließen von 2,7 bis 3,3 mm Einsenkung bei unveränderlich auf 9 t gehaltenen Last. Bei einer weiteren Laststeigerung trat bei $P=10$ t ein zweites Fließen bis 4,4 mm ein. Von dieser Stelle an wurde der Druck allmählich bis auf Null verringert. Die bleibende Einsenkung betrug 2,3 mm. Bemerkenswert ist die fast genaue Übereinstimmung zwischen theoretischer und gemessener Tragfähigkeit. Die theoretische Tragfähigkeit beträgt nämlich $P=8,8$ t, die gemessene 8,9 t.

Die in Abb. 4 dargestellte Kraftweglinie zeigt die Meßergebnisse eines zweiten Versuches in un-

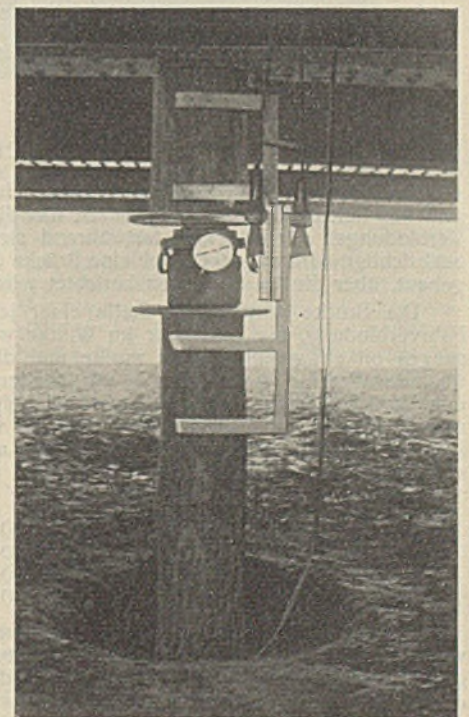


Abb. 2. Laststempel mit Presse und Meßvorrichtung.

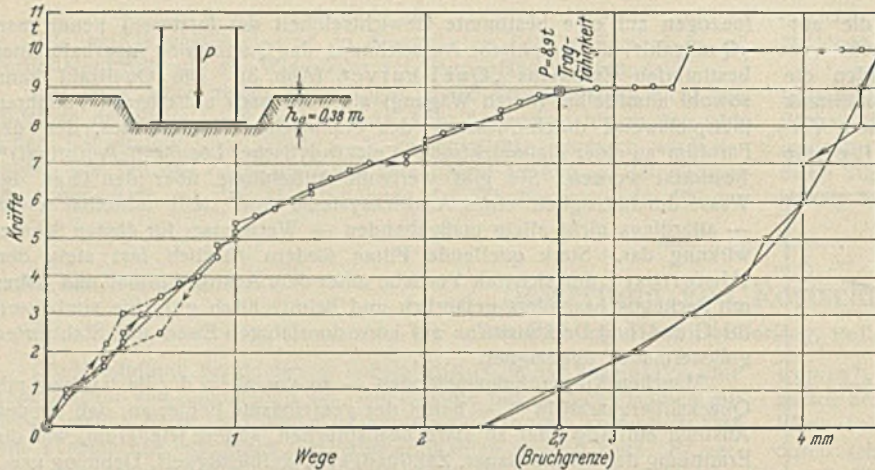


Abb. 3. Kraftweglinie (1. Versuch).

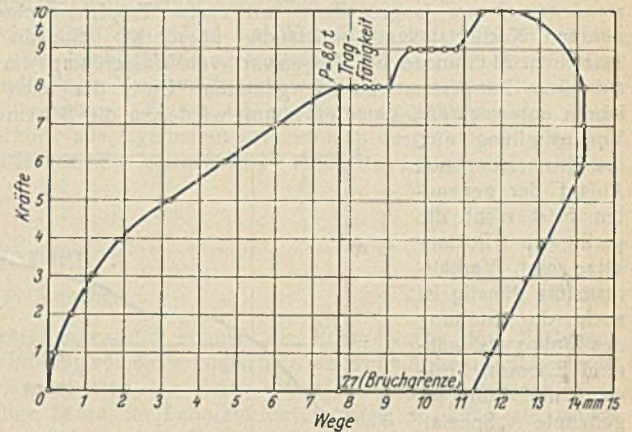


Abb. 4. Kraftweglinie (2. Versuch).

mittelbarer Nähe. Der Unterschied in den Einsenkungen bei Erreichung der Tragfähigkeit zwischen dem ersten und zweiten Versuch, nämlich 2,7 mm gegenüber 7,7 mm, hat folgenden Grund. Bei der ersten Belastungsprobe hatte der Boden durch Vorversuche mit der Presse bereits eine gewisse Zusammendrückung erfahren, während der zweite Versuch auf unberührtem Boden stattfand. Die Bruchlast ist der gleichartigen Natur des Baugrundes entsprechend etwa die gleiche, wie es auch sein muß, da die primäre Verdichtung des Bodens die Bildung der charakteristischen Bruchpyramiden unter der Lastfläche nicht berührt. Bettungszahl und Formänderungswiderstand zwischen vorverdichtetem und unberührtem Boden weichen natürlich sehr voneinander ab, wie es ebenfalls sein muß.

Es wurden gemessen beim:

1. Versuch:

Lastfläche $F = 1960 \text{ cm}^2$,
Tragfähigkeit bei 0,38 m Gründungstiefe $P = 8,9 \text{ t}$,
entsprechend einem Einheitsbodendruck $\sigma = 4,5 \text{ kg/cm}^2$.

Vorverdichteter Boden.

Bettungszahl $C = 16,7 \text{ kg/cm}^3$,
Innere Reibung des Bodens $\rho = 36^\circ 50'$,
Raumgewicht $\gamma = 1,4 \text{ t/m}^3$,
Formänderungswiderstand $E = 608 \text{ kg/cm}^2$,
In Wärme umgesetzte Arbeit $= 3,4$,
Wieder abgegebene Arbeit

2. Versuch:

Unberührter Boden.

Tragfähigkeit bei 0,38 m Gründungstiefe $P = 8,0 \text{ t}$,
Einheitsbodendruck $\sigma = 4,1 \text{ kg/cm}^2$,
Bettungszahl $C = 5,3 \text{ kg/cm}^3$,
Formänderungswiderstand $E = 193 \text{ kg/cm}^2$,
In Wärme umgesetzte Arbeit $= 6,1$,
Wieder abgegebene Arbeit

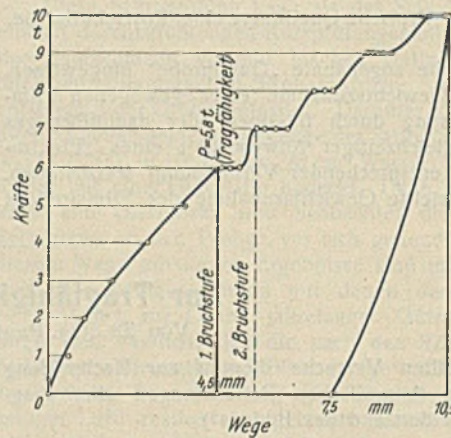


Abb. 5. Kraftweglinie (3. Versuch).

Die Ergebnisse einer dritten Messung sind in Abb. 5 dargestellt. Bei diesem Versuch handelte es sich um lehmigen Sandboden, demnach um einen „Boden mit Kohäsion“ oder um einen „bindigen Boden“. Die gemessene Tragfähigkeit überschritt die theoretische um 38%. Der Lehmgehalt des Bodens betrug 34,7%. Das Ziel weiterer Versuche ist, die gegenüber „kohäsionslosem Boden“ höhere Tragfähigkeit des „Bodens mit Kohäsion“ festzustellen und zu ermitteln, ob eine und welche Gesetzmäßigkeit

zwischen ($P_{\text{gemessen mit Kohäsion}} - P_{\text{theor. ohne Kohäsion}}$) und dem Lehmgehalt (Bindemittelgehalt) besteht.

Das zusammengefaßte Versuchsergebnis lautet:

Theoretische Tragfähigkeit . . . $P_{\text{th}} = 4,2 \text{ t}$,
Gemessene Tragfähigkeit . . . $P = 5,8 \text{ t}$,
Einheitsbodendruck $\sigma = 2,96 \text{ kg/cm}^2$,
Formänderungswiderstand . . . $E = 239 \text{ kg/cm}^2$,
Bettungszahl $C = 6,57 \text{ kg/cm}^3$,
Innere Reibung des Bodens $\rho = 37^\circ$,
Raumgewicht $\gamma = 1,67 \text{ t/m}^3$,
In Wärme umgesetzte Arbeit $= 4,3$,
Wieder abgegebene Arbeit

Alle Rechte vorbehalten.

Bau der Straßenbrücke über die Waal bei Nymwegen.

Im Rahmen des in den letzten Jahren in Holland in Ausführung begriffenen Reichsbrückenbauprogramms, das die Herstellung durchgehender Verbindungen für den sich fortwährend steigenden Kraftwagenverkehr beabsichtigt, wird augenblicklich eine Brücke über die Waal bei Nymwegen gebaut, über die im folgenden berichtet wird.

Die Brücke tritt an die Stelle einer jahrhundertlang bestehenden Fährverbindung, die nicht nur im Winter wegen Hochwassers und Eisganges oft stillgelegt werden mußte und die Kraftfahrer zum Umwege über die Weseler Rheinbrücke zwang, sondern sich auch dem zunehmenden Verkehr immer weniger gewachsen zeigte und besonders an Sonn- und Festtagen große Verkehrsstockungen verursachte. Die Verkehrszunahme in den letzten zehn Jahren geht am besten aus folgender Zusammenstellung der die Fähre benutzenden Fahrzeuge hervor:

	1925	1934
Pferdefuhrwerke	22 000	17 000
Fahrräder	384 000	476 000
Motorräder	16 000	36 000
Kraftwagen	87 000	360 000

Die neue Brücke soll den genannten Übelständen abhelfen und wird voraussichtlich mit ihrer 12 m breiten Fahrbahn und den beiderseits angeordneten, je 4,5 m breiten Fuß- und Radfahrwegen auf längere Zeit den Verkehrsansprüchen genügen. In den nächsten Jahren wird die bestehende Landstraße Arnheim—Nymwegen den Verkehr weiterleiten; es ist aber beabsichtigt, eine neue Verbindung zu schaffen, die eine schienenfreie Kreuzung der Eisenbahnlinie Arnheim—Nymwegen ermöglicht.

Wenn auch die Lage der Brücke einen sehr guten Anschluß an die bestehenden und geplanten Landstraßen ergibt, so ist sie in schiffahrtstechnischer Hinsicht sehr ungünstig, da die Waal an dieser Stelle eine starke Krümmung hat, die die freie Sicht einschränkt. Außerdem wird die Flußbreite im Winter verringert durch eine in das Winterbett vorspringende Deichkrümmung. Der Bau von mehreren Pfeilern war unzulässig wegen der dadurch verursachten Geschwindigkeitsvergrößerung und Aufstauung des Wassers, die sicher den Bestand der Deiche und Pfeilergründungen gefährdet hätten. Man war daher zu einer Deichverlegung und zur Überbrückung des Sommerbettes mit einer einzigen Öffnung gezwungen. Hieraus ergab sich für die Strombrücke die beträchtliche Stützweite von 244,10 m. Zu beiden Seiten sind je zwei Flutbrücken von 95 und 72 m Stützweite angeordnet. Die Gesamtlänge des Bauwerks zwischen den Widerlagern beträgt somit 604,10 m.

Als System für sämtliche Überbauten wurde der Zweigelenkbogen gewählt. Jede Brücke hat zwei Hauptträger, die bei den Flutbrücken als unter der Fahrbahn angeordnete, doppelwandige Blechträger ausgeführt sind, während sie bei der Strombrücke die Fahrbahn durchdringen, so daß diese zum größten Teile an den Hauptträgern hängt.

Die beiden Widerlagergründungen bestehen je aus einer Eisenbetonplatte von $21,5 \times 24 \text{ m}$, die flußseitig 6 m und landseitig 3,5 m dick ist und auf 420 Eisenbetonpfählen ruht. Die Gründung der vier Pfeiler wurde im Trockenen ausgeführt in runden Baugruben von 54 bzw. 45 m Durchm., die durch Spundwände eingeschlossen sind. Die einzelnen Spundbohlen (Klößnerprofil 5 D), die einen höchsten Wasserstand von 12 m + NAP abhalten müssen, erhielten eine Länge von etwa 21 m und

wurden mit einer schwimmenden Menck-Ramme vorgerammt und mit einem Terry-Hammer bis in eine in etwa 6 bis 8 m — NAP befindliche Tonschicht nachgetrieben.

Da die Horizontalschübe der beiden sich auf einem Pfeiler stützenden Bogen ungefähr die doppelte Größe der lotrechten Kräfte erreichen und in Höhe 14,5 m + NAP angreifen, entstehen hierdurch beträchtliche

mehr nachfüllte und das nach Entfernen des Rohres verbleibende Loch mit Sand ausfüllte. Für den Pfeileraufbau wurden jeweils zwei bis drei Schichten Verkleidungsgranit aufgemauert; der Innenraum wurde daraufhin mit einem Kern von Stampfbeton versehen und der zwischen Kern und Verkleidung verbleibende Raum mit fettem Beton ausgefüllt. Zur Materialzufuhr dienten für die an einem Ufer zu bauenden beiden Pfeiler und für das Widerlager zwei nebeneinander angeordnete Kabelkrane.

Ursprünglich war beabsichtigt, die Spundwände der zuerst in Angriff genommenen Baugruben auf dem Nordufer mit einem Demag-Pfahlzieher zu ziehen und am Südufer wieder zu verwenden. Es stellte sich jedoch heraus, daß die Bohlen teilweise nur sehr schwer, meistens aber überhaupt nicht zu ziehen waren, obgleich der Pfahlzieher durch einen Schwimmkran unterstützt wurde, der mit 135 t an jeder Bohle zog. Man war daher gezwungen, die Spundwände etwa 0,5 m unter der Flußsohle abzubrennen. Daraufhin wurden die Bohlen für die Baugruben am Südufer nur 19,5 bzw. 17,5 m lang genommen, so daß sie nicht soweit in die feste Tonschicht reichten. Hier waren nachher die Bohlen viel leichter zu ziehen, und man brauchte praktisch nichts zu brennen. Die Tiefbauarbeiten auf beiden Ufern wurden im April 1935 zu Ende geführt.

Nach Fertigstellung der Widerlager und Pfeiler am Nordufer wurde im Mai 1934 mit der Aufstellung der Überbauten der Flutbrücken angefangen. Die Hauptträger der 72-m-Brücke wurden je in fünf, die der 95-m-Brücke je in sieben Teilen mit einem Stückgewicht von 22 bis 27 t angeliefert und auf stählernen Rüstungen montiert. Die Montage der über dem Vorland befindlichen Teile wurde mit einem Schwenkmast (Abb. 2), der Teile über dem Fluß mit einem Schwimmkran durchgeführt (Abb. 3), mit dem sich viel schneller arbeiten ließ, da das nach Einbau eines Teiles erforderliche zeitraubende Umstellen des Schwenkmastes hier wegfiel. Bei dem Einbau der Einzelteile ergaben sich keine Schwierigkeiten, da

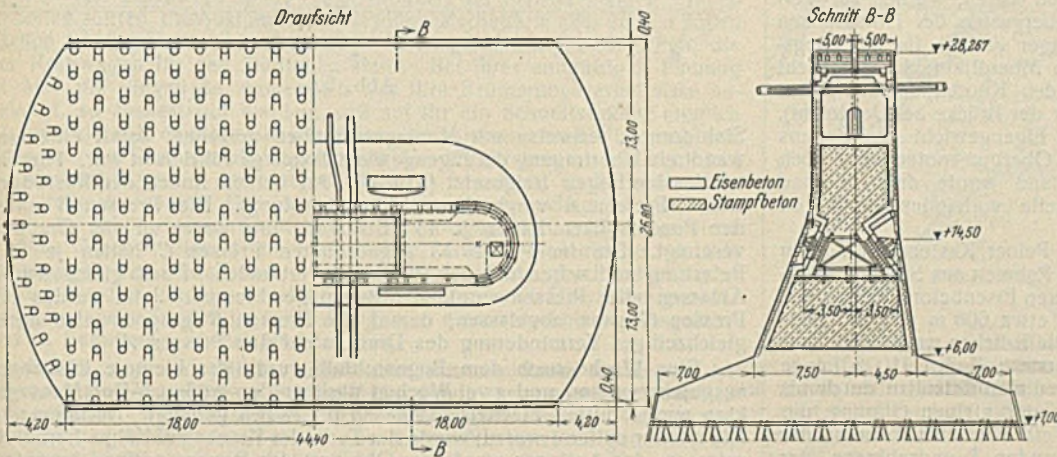


Abb. 1.

Momente im Pfeilerfuß. Durch unsymmetrische Ausbildung des Fußes und massive Ausführung der Pfeiler bis 22 m + NAP sowie durch die Wahl von verschiedenen schweren Fahrbahndecken (Eisenbeton auf den Flutbrücken, Holzstöckel auf Holzbohlen auf der Strombrücke) wurden diese Momente beträchtlich verringert. Trotzdem erforderten die großen Kräfte eine schwere Gründung (Abb. 1)¹⁾.

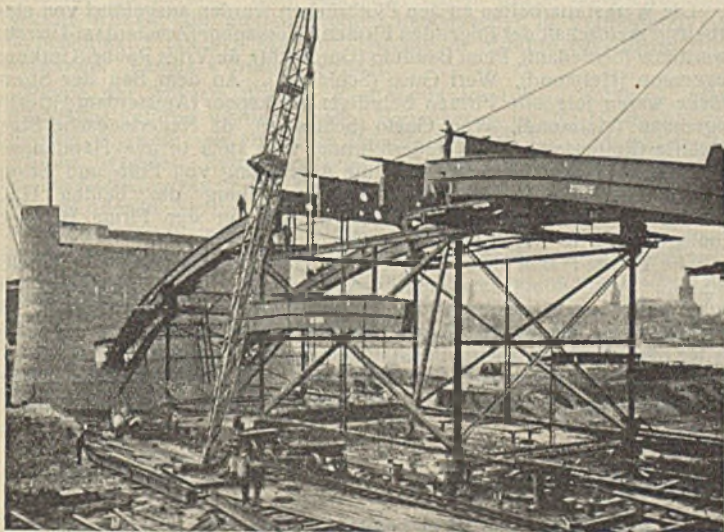


Abb. 2.

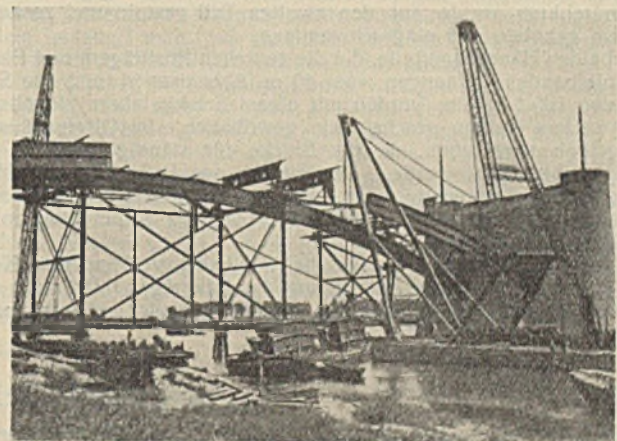


Abb. 3.

Nach eingehenden Vergleichsversuchen entschloß man sich zur Gründung der Pfeiler auf Frankl-Pfählen, von denen unter jedem Strompfeiler 225, unter jedem Landpfeiler 188 Stück vorhanden sind. Für die Wahl dieser Bauweise war nicht nur die größere Tragfähigkeit dieser Pfähle maßgebend (die etwa das Doppelte der von gewöhnlichen Eisenbetonpfählen beträgt), sondern auch der Umstand, daß die Baugrubensohle zur Erzielung eines Gegendruckes auf die Spundwände etwa 3 m

die Hauptträger vorher in der Werkstatt zusammengelegt und durchgebohrt waren. Die Fahrbahn wurde nach dem Abkleten der Hauptträger durch einen Derrick-Kran montiert, der, vom Widerlager anfangend, die Teile einbaute und über die fertiggestellten Fahrbahnteile fortschritt. Im Anschluß an diese Arbeiten fand das Betonieren der Decken der Fahrbahn und Fuß- bzw. Radfahrwege statt. Die Fahrbahndecke erhielt eine Verschleißfläche, die nach dem Egypto-Monolith-Verfahren hergestellt wurde.

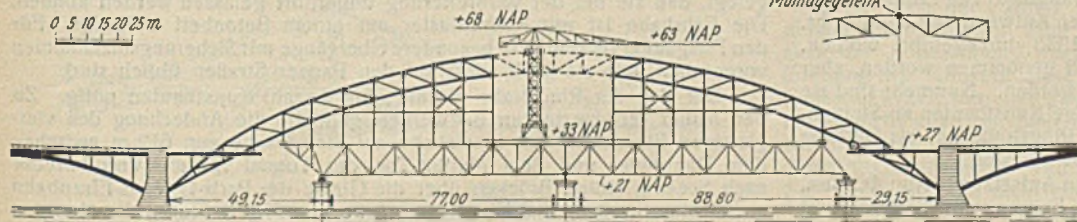


Abb. 4.

höher lag als die Oberkante der Pfahlköpfe. Gewöhnliche Eisenbetonpfähle hätten mithin eine Überlänge von 3 m gehabt, die später hätte entfernt werden müssen. Beim Frankl-Pfahl ließ sich diese Überlänge dadurch vermeiden, daß man beim letzten Hub des Rohres keinen Beton

und teure Hilfskonstruktionen erforderlich gewesen, die nur eine beschränkte Wiederverwendungsmöglichkeit gehabt hätten. Glücklicherweise wurde aber zur gleichen Zeit ein Entwurf bearbeitet für eine Brücke über die Alte Maas bei Dordrecht. Diese Brücke wird über zwei Felder durchgehende Fachwerkhauptträger mit Stützweiten von 88,80 bzw. 77 m erhalten. Man entschloß sich daher zur beschleunigten Herstellung dieser Träger und zu deren Verwendung als Hilfsbrücken in Nymwegen. Da

¹⁾ Abb. 1 u. 4 sind entnommen aus Polyt. Weekblad 1935, S. 547 u. 548, Abb. 2, 3 u. 5 aus De Ingen. 1935, S. 159 bis 161.

die Möglichkeit besteht, die Brücken später auf Kähnen von Nymwegen nach Dordrecht zu befördern und dort einzuschwimmen, beschränkten die unproduktiven Kosten sich auf die Herstellung der Hilfspfeiler und den Transport der Hilfsbrücken. In dieser Weise wurde eine Ersparnis von 100 000 hfl. erzielt.

Da die Feldlängen und Hauptträgerabstände jedoch bei den Brücken für Nymwegen und Dordrecht verschieden groß waren, wurden zur Vermeidung von Biegespannungen in den Obergurten der Hilfsbrücken auf diese Gurte in Längsrichtung schwere Träger verlegt, für die Längsträger der sich ebenfalls im Bau befindlichen Moerdijkbrücke gebraucht wurden. Auf diese Längsbalken wurden in den Knotenpunktabständen der Strombrücke Querträger gelegt (Längsträger der Brücke bei Dordrecht), auf denen die Pendelstützen ruhen, die das Eigengewicht des Bogens tragen. An der Nordseite lag aber der erste Obergurtnotenpunkt noch 60 m von dem Pfeiler entfernt. Dieser Abstand wurde durch Vorbau einer Hilfskonstruktion auf das an der Südseite vorhandene Maß von 40 m verringert.

Die Hilfspfeiler bestehen aus geramten Peiner Kastenspundbohlen Profil 30 L, die sich in halber Höhe gegen einen Rahmen aus Stahlkonstruktion stützen und am oberen Ende einen schweren Eisenbetonklotz tragen.

Die Montagebrücken wurden auf einem etwa 600 m von der Baustelle entfernten Gelände zusammengebaut. Die Brücken wurden in zwei Teilen von ungleicher Länge montiert: der erste Teil mit 110 m Länge überspannt die große Öffnung und geht über die Mittelstütze durch bis zum Momentennullpunkte für Eigengewicht in der kleinen Öffnung, der zweite Teil hat nur 54 m Länge. Die beiden Teile wurden nebeneinander montiert mit Hilfe eines zwischen ihnen fahrenden Turmdrehkrans, der später auch für den Aufbau der Strombrücke benutzt wurde. Nach Fertigstellung der Hilfsbrücken wurden diese mittels Rollwagen über eine Rollbahn, die teilweise bis in den Fluß vorgebaut war, verschoben. Darauf wurden unter die Brücke vier Schuten gefahren, die zu zweien verbunden waren. Die Unterkante der Brücke lag hierbei auf etwa 12 m + NAP und mußte mithin etwa 9 m gehoben werden. Zu diesem Zwecke waren auf den Kähnen Hubgerüste aufgestellt, in deren Köpfe Wasserdruckpressen eingebaut waren. Diese Pressen hoben mittels gelochter Flach-eisenstäbe, die an quer unter der Brücke durchgehenden Stahlbalken befestigt waren, die Brücke hoch. Nach jedem Hub wurde das Brückengewicht abgefangen auf in den Gerüsten eingebaute Sperrklinken, die mit in den Flach-eisen vorhandenen Bolzen in Eingriff standen. Die Hubzeit betrug bei der ersten Brücke 12, bei der zweiten dagegen nur 8 Std. Der Turmdrehkran wurde auf den zweiten Teil gestellt und zusammen mit diesem gehoben und eingeschwommen.

Die beiden Hauptträgerteile, die die zwischen Rüstträgern und Pfeilern noch verbleibenden Öffnungen von 40 m überspannen und ein Stückgewicht von 190 t hatten, wurden mit einem Schwimmkran eingebaut.

Der weitere Aufbau geschah wie gewöhnlich. Im Obergurt ist ein Montagegelenk vorgesehen, da die Brücke für ständige Last als Dreiecksbogen berechnet wurde. Der Einbau des Paßstückes im Mittel-felde ergab keine Schwierigkeiten, da eine besondere Überhöhung für die Montage vorgesehen war. Der Stab wurde mit vorher eingebohrten Anschlußlöchern eingebaut.

Die mit den Maßnahmen für die Schifffahrt verbundenen Kosten zwangen zur beschleunigten Beseitigung der Rüstträger. Die noch nicht abgetretenen Hauptträgerknotenpunkte wurden teilweise mit eingepaßten

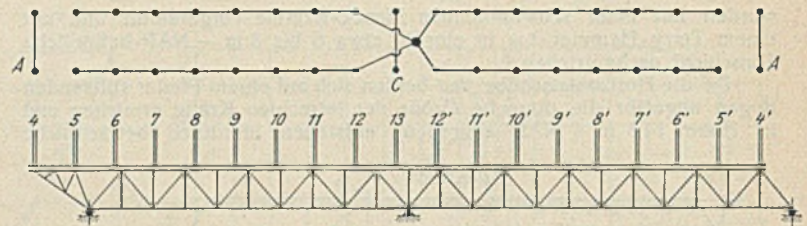


Abb. 5.

Stahldornen, teilweise mit Montageschrauben versehen, damit eine einwandfreie Übertragung der Eigengewichtslasten gewährleistet war. Hierauf wurde der Bogen freigesetzt (Abb. 5). An beiden Enden der Rüstträger waren Pressen A vorgesehen (160 t Belastung). Die Pressen B unter den Pendelstützen hatten je 48 t Belastung und waren zu vier Gruppen vereinigt. Die im Punkte 13 angeordneten Pressen C hatten je 30 t Belastung und waren mit den Pressen A verbunden. Durch gleichzeitiges Ablassen aller Pressen wurde der Bogen geschlossen. Jetzt wurden die Pressen C ganz abgelassen, darauf die Pressen B gruppenweise unter gleichzeitiger Verminderung des Druckes auf den Pressen A.

Eine Woche nach dem Bogenschluß wurde der kleinere Rüstträger ausgeschwommen und zwei Wochen nachher der größere. Der Montagekran wurde mittels Flacheisenstäbe an die Bogen gehängt. Nachdem die Hilfspfeiler entfernt waren, wurde der Turm des Krans auf Kähne heruntergelassen, der Ausleger wurde am Obergurt des Bogens entlang heruntergeführt, bis er durch den Schwimmkran abgenommen werden konnte.

Die Zufahrtrampen sind zum größten Teile fertiggestellt. Der Fortgang der Arbeiten läßt erwarten, daß die Brücke noch im Herbst 1936 dem Verkehr übergeben werden kann.

Das Gewicht der Flußbrücken beträgt 2878 t, davon 1493 t St 52, 1264 t St 37 und 110 t Stahlguß; die Strombrücke wiegt 3782 t, davon 2470 t St 52, 1216 t St 37 und 87 t Stahlguß.

Die Werkstattarbeiten an den Flußbrücken wurden ausgeführt von einer Arbeitsgemeinschaft der folgenden Firmen: Werkspoor (Amsterdam-Utrecht), Swarttouw (Schiedam), Penn Bauduin (Dordrecht), de Vries Robbé (Gorkum), Begemann (Helmond), Werf Gusso (Schiedam). An dem Bau der Strombrücke waren folgende Firmen beteiligt: Werkspoor (Amsterdam-Utrecht), Begemann (Helmond), Werf Gusto (Schiedam), de Nederlandsche Staalindustrie (Rotterdam). Die Federführung war stets in den Händen von Werkspoor. Diese Firma hat auch die Aufstellung von Fluß- und Strombrücken besorgt, mit Ausnahme der Aufstellung der beiden Hilfsbrücken für die Strombrücke; diese wurde von der Firma Bouw-en Montagebedrijf in Rotterdam ausgeführt.

Die Franki-Pfähle wurden geliefert und gerammt durch die Amsterdamsche Aannemingmaatschappij (Amsterdam); die Ausführung der Gründungsarbeiten besorgte die Firma Broekhoven (Nymwegen); die Zufahrtrampen führte die Firma Gebrs. Geluk (Tholen) aus; die Hilfspfeiler sind durch die Internationale Gewapendbeton Bouw (I. G. B.) (Breda) und die Eisenbetondecken durch die Hollandsche Beton Maatschappij (den Haag) ausgeführt. Jr. J. F. W. Burky, Rotterdam.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Pariser Ringstraße.

Schon seit 1861 besteht der Plan, um den Stadtkern von Paris eine Ringstraße anzulegen, die 40 m breit und 35 km lang werden sollte. Zur Ausführung dieses Planes ist es aber erst gekommen, als die Befestigung von Paris aufgelassen wurde, und auch dann hat der Krieg die Ausführung wieder verzögert. Erst vom Jahre 1919 an ist man endlich an die Ausführung herantreten, wenn auch schon gegen Ende des 19. Jahrhunderts einzelne vorhandene, im Zuge der Ringstraße liegende Straßenteile von 6 m auf 14 m Breite gebracht worden sind. Dank der Großzügigkeit, mit der seiner Zeit die Pläne von Haußmann und Alphand zur Schaffung der Pariser Boulevards angefaßt worden sind, war das Gelände für die Ringstraße mit Ausnahme von einigen Teilstrecken von zusammen 3 km Länge verfügbar, als man an die Ausführung heranging. Die Enteignungen auf diese Teilstrecken haben immerhin noch einen Aufwand von 33 Mill. Fr. erfordert; sie sind in den Jahren 1924 bis 1930 durchgeführt worden. Im Jahre 1921 waren die Bauarbeiten in Angriff genommen worden, aber erst von 1927 an sind sie tatkräftig gefördert worden. Nunmehr sind sie im wesentlichen beendet; es sind nur noch einige Kunstbauten an Straßenkreuzungen u. dgl. auszuführen. Der Bau der Ringstraße hat bis Oktober 1934 einen Aufwand von ungefähr 160 Mill. Fr. erfordert.

Die folgenden Angaben sind im wesentlichen Aufsätzen in Ann. P. Chss. 1934, September/Oktober, Gén. Civ. 1935, 20. Februar und 8. März, und Revue générale des Routes 1934, November, entnommen.

Die Ringstraße (s. Abb.) folgt in ihrer nunmehrigen Linienführung im wesentlichen den alten Plänen. Nur im Nordosten weicht sie von dem Festungsgürtel ab, um für eine Erweiterung des Schlachthofes Platz zu machen. Ihre Breite, 40 m, entspricht auch den vor 60 Jahren aufgestellten Plänen. Nur im Osten ist die Breite auf 30 m eingeschränkt, weil hier Parallelstraßen einen Teil des Verkehrs aufnehmen können, so daß die Entwicklung eines lebhaften Verkehrs auf diesem Teile der Ringstraße nicht zu erwarten ist, und an einigen Stellen, wo die Bebauung an der Straße wegen der besonderen örtlichen Verhältnisse ausgeschlossen ist, hat man

sich mit einer Breite von 25 m begnügt. Andererseits ist ein kurzes Teilstück zwischen dem Dauphine- und dem Maillot-Tor in 50 m Breite angelegt, und dieses Maß kann bei später eintretendem Bedarf unter Zuhilfenahme von Vorgartengelände noch erhöht werden.

Die mittlere Fahrbahn der Ringstraße ist im allgemeinen 16,5 m breit, so daß auf ihr in jeder Richtung drei Wagenreihen fahren können. Außer auf Strecken, wo ein Anhalten von Wagen am Straßenrande nicht in Frage kommt, ist für später eine Verbreiterung auf 22 m vorgesehen, indem eine oder mehrere der angepflanzten Baumreihen beseitigt werden. Auch die zahlreichen Leitungen unter der Straße für Gas, Wasser, Abwasser und Elektrizität, sowie — eine Pariser Besonderheit — Druckluft sind so angelegt, daß sie bei der Verbreiterung unberührt gelassen werden können. Die Fahrbahn ist mit Kleinpflaster auf einem Betonbett befestigt. Für den Fußgängerverkehr sind besondere Übergänge mit Sicherungsmaßnahmen vorgesehen, wie sie auch sonst auf den Pariser Straßen üblich sind.

Der Bau der Ringstraße machte eine Anzahl Kunstbauten nötig. Zu den bisher fertiggestellten Bauwerken gehören die Abdeckung des viergleisigen Einschnitts der Staatsbahn auf eine Länge von 612 m zwischen dem Dauphine- und dem Maillot-Tor, der Tunnel für die Vorortstrecke nach Sceaux, einige Brücken über die Gleise der Paris-Orléans-Eisenbahn sowie eine Straßen- und Eisenbahnbrücke von 27,8 m Stützweite über den Ourcq-Kanal. Im Bau begriffen oder dazu vorbereitet sind die Unterführung für die Gleise der Nord-Eisenbahn und die Überführung der gemeinschaftlichen Gleise der Paris-Orléans- und der Süd-Eisenbahn, Bauten am Saint Denis-Kanal und andere Brückenbauten. Mit diesen Bauten, die noch etwa 32 Mill. Fr. kosten werden, kommt der Bau der Ringstraße zu einem Abschluß.

Beim Ausbau der Ringstraße haben zeitgemäß Rücksichten auf den Kraftwagenverkehr eine wichtige Rolle gespielt. Wegen seiner höheren Geschwindigkeit waren die Grundlagen, auf denen der Entwurf der Ringstraße bei der Ausführung aufgebaut werden mußte, ganz andere als die,

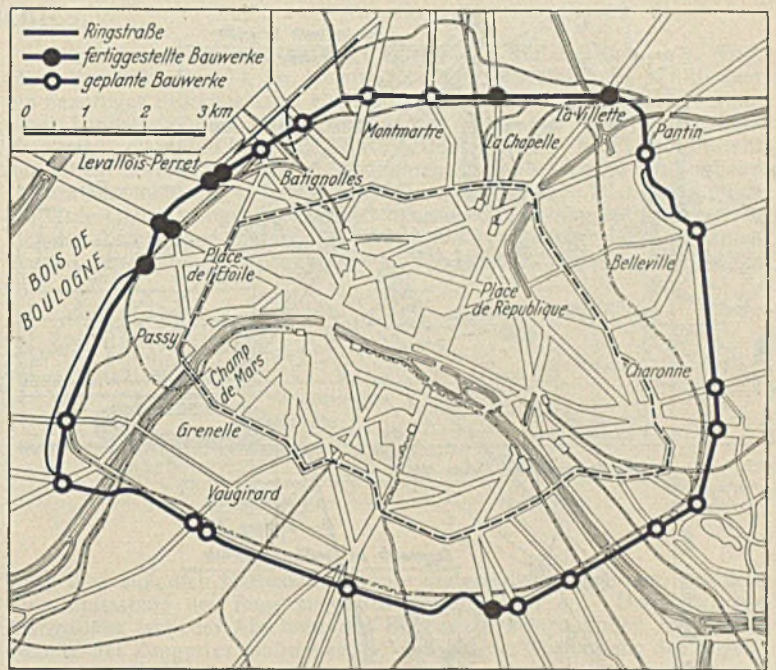
mit denen man zu der Zeit gearbeitet hatte, als die ersten Pläne für die Ringstraße auftauchten. Vom 1. Januar 1920 bis zum 31. Dezember 1932 hatte die Zahl der Kraftwagen im Seine-Bezirk von 31214 auf 267620 zugenommen, und schon aus dieser Zahl geht hervor, daß man dafür sorgen mußte, daß sich der Verkehr dieser Fahrzeuge möglichst glatt abspielen kann. 1927 wurde ein Plan zur Schaffung von unterirdischen Straßen von zusammen 20 km Länge erörtert, die die bestehenden Straßen entlasten sollten, die Ausführung dieses Planes scheiterte aber an den hohen Kosten, und man mußte eine andere Lösung der Aufgaben suchen, die der Kraftwagen für den Städtebau stellt. Bei ihrer endgültigen Planung ist also die Ringstraße, namentlich was ihre Krümmungsverhältnisse anbelangt, so ausgestaltet worden, daß auf ihr ein Schnellverkehr möglich ist, und sie soll dadurch die Kraftfahrer veranlassen, beim Übergang von einer der von Paris strahlenförmig ausgehenden Straßen zur anderen nicht die Verbindungen in der inneren Stadt zu benutzen, sondern über die Ringstraße zu fahren. Der Umweg, den sie dabei machen müssen, wird durch die erhöhte Geschwindigkeit wieder ausgeglichen. Um aber diese erhöhte Geschwindigkeit zu ermöglichen, mußten Aufenthalte an den Kreuzungen der Ausfallstraßen mit der Ringstraße in gleicher Höhe vermieden werden, und es wurden deshalb Unter- und Überführungen der sich kreuzenden Straßen geplant. Einige von diesen sind bereits ausgeführt und in Benutzung, andere sind im Bau.

Da in den unterführten Straßenstrecken der Raum beschränkt ist, kommt man hier mit einer Straßenbreite von 11 m aus, auf der ein Verkehr von vier Wagenreihen nebeneinander möglich ist. Die beiden Verkehrsrichtungen sind durch einen erleuchteten Mittelstreifen getrennt. Da die Tunnelstrecken für Fußgänger gesperrt sind, sind nur 75 cm breite seitliche Fußwege für die dienstliche Begehung der Tunnel vorgesehen. Als steilste Neigung der Zufahrtrampen ist 1:155 festgesetzt, die Gefällebrüche sind parabolisch ausgerundet. Der Mindesthalbmesser der Krümmungen ist 100 m, in den Krümmungen ist die Straße einseitig überhöht. Die Straßendecke besteht aus Kleinpflaster, ausnahmsweise aus Beton.

Die lichte Höhe der Straßentunnel beträgt nur 4 m. Es wurde daher für nötig erachtet, Wagen, die diese Höhe überschreiten, vor dem Befahren des Tunnels zu warnen. Dies geschieht, indem solche Wagen auf eine Photozelle wirken, die ihrerseits einen Lautsprecher in Verbindung mit einer Schallplatte mit den Worten: „Attention! Voiture trop haute pour le souterrain. Passez à droite!“ auslöst.

Wegen der Abgase, die die Kraftwagen im Tunnel abblasen, muß dieser kräftig gelüftet werden. Seine Beleuchtung ist der Helligkeit der Umgebung angepaßt; sie ergibt bei Sonnenschein 135 Lux und geht nachts bis 15 Lux herunter. Beim Versagen der Beleuchtung schaltet sich selbsttätig eine Notbeleuchtung ein, die entweder von einem anderen Netz gespeist wird oder für die der Strom mit Hilfe eines selbsttätig anspringenden Dieselmotors erzeugt wird. An Sicherheitsvorrichtungen sind im Tunnel außerdem Feuermelder, Feuerlöscher und Wasserstöcke vorgesehen, und ein Lichtsignal verbietet die Einfahrt in den Tunnel, wenn etwa darin Feuer ausgebrochen ist.

Ein solcher Tunnel findet sich z. B. am Dauphine-Tor; er wurde in 248 m Länge im offenen Einschnitt hergestellt. Sein Querschnitt ist 13,5 m breit und nach oben durch ein Gewölbe abgeschlossen. Der Bau dieses Tunnels war verhältnismäßig einfach, und er nahm deshalb nur eine Bau-



zeit von 13 Monaten in Anspruch, während bei anderen ähnlichen Anlagen erhebliche Schwierigkeiten bei der Verlegung von Eisenbahn- und Untergrundbahnstrecken und deren Eingliederung in das Bauwerk, Entwässerungsleitungen u. dgl. zu überwinden waren. Infolgedessen hat z. B. der Bau der Untertunnelung beim Villette-Tor 27 Monate gedauert.

Man verspricht sich von der neuen Pariser Ringstraße erhebliche Vorteile für den Straßenverkehr. Sie bildet einerseits eine Umgehungsstraße für Paris und vermittelt andererseits den Verkehr zwischen den Vororten in einer Weise, wie es bei dem bisherigen Straßennetz mit seinen zahlreichen Aufenthalte verursachenden Kreuzungen nicht möglich war. Trotzdem bedauert man, daß die Pläne, eine solche Ringstraße anzulegen, nicht schon eher verwirklicht worden sind, und zwar zu einer Zeit, wo man noch frei über das Festungsgelände verfügen konnte, wo also dessen Ausgestaltung noch nicht so weit gediehen war, daß man sich mit der Ringstraße der Bebauung und den sonstigen Anlagen auf diesem Gelände anpassen mußte. Man hätte dann die Straße noch breiter anlegen und den Verkehr der Anlieger vollständig vom Durchgangsverkehr trennen können, indem entlang der Häuser eine besondere Fahrbahn angelegt wurde und der Durchgangsverkehr auf eine von ihr getrennte Mittelfahrbahn verwiesen wurde. Auch hätte man dann für die Ausgestaltung der Kreuzungen mit den Ausfallstraßen freiere Hand gehabt. Immerhin ist aber durch die neue Ringstraße viel geschehen, um in Paris einen Straßenverkehr zu ermöglichen, wie ihn die Neuzeit verlangt. Wkk.

Alle Rechte vorbehalten.

Entleervorrichtungen an Tieflöffelbaggern.

Von Fr. Riedig, VDI, Zeulenroda (untere Haardt).

Das Lösen des Bodens bei Wasserbauten aller Art (Ausheben von Hafenbecken und Kanälen, Ziehen von Entwässerungsgräben im Sumpfgelände usw.) läßt sich oft nur mit einem Tieflöffelbagger ausführen, der eine Form des heute allgemein üblichen Umbaubaggers ist. Das Gerät steht auf dem Planum und gräbt im Gegensatz zum gewöhnlichen

Gut abbefördern, entleeren kann, muß einerseits die Lage des Löffels gegenüber dem Stiel veränderlich sein. Andererseits muß aber beim Graben eine feste Verbindung des Löffels mit dem Stiel bestehen (Abb. 1), so daß besondere Getriebeteile nötig werden.

Die Bewegungen des Löffelstieles werden bei allen Tieflöffelbaggern durch Seile hervorgerufen. Die Seilführungen an einem Dampf-Tieflöffelbagger älterer Bauart der Maschinen- u. Kranbau AG zeigt Abb. 2. Beim Graben liegt der Löffel an einem gefederten Anschlag *d* an und kann daher nicht nach rückwärts ausweichen (Stellung I). Beim Hochziehen und Schwenken wird das Entleereseil *c* nachgelassen, so daß der Löffel je nach der Füllung und Gewichtsverteilung eine natürliche Lage einnimmt (Stellung II). Zum Entleeren wird das Seil *c* angezogen, so daß sich die Löffelöffnung nach unten dreht und der Inhalt herausfällt (Stellung III). Obwohl diese Art einer Entleervorrichtung den Vorteil der Einfachheit hat, bestehen gewisse Schwierigkeiten beim Entleeren, da der Löffel nicht allzu tief über den Wagen stehen darf, wenn er vollständig entladen soll. Je kleiner der Winkel zwischen Stiel und Ausleger ist, desto unvollkommener wird die Entleerung. Praktisch folgt daraus, daß die Gleise nicht zu dicht am Bagger liegen dürfen.

Der Anschlag des Löffels am Stiel ist daher auch veränderlich. Die Demag AG z. B. verwendete an ihren Baggern E 20 ein zusammenschlebbares, rohrähnliches Stück. Ist das Rohr ausgezogen, so fällt eine Klinke ein, und der Löffel kann nicht nach rückwärts ausweichen. Gleichzeitig mit dem Ziehen des Entleereseiles zum Zurückdrehen des Löffels wird die Sperrvorrichtung aufgehoben, so daß der Löffel über den Anschlag zurückdrehen kann. An den Baggern E 30/33 ist an Stelle des zusammenschlebbaren Rohrstückes ein Kamm mit vier Zähnen für verschiedene Schnittwinkeleinstellungen angebracht. Den Löffel kann man in jeder Stellung des Auslegers entleeren, ohne daß ein Streuen eintritt. Gekippt wird der Löffel durch die Einziehwinde im Auslegerstützbock.

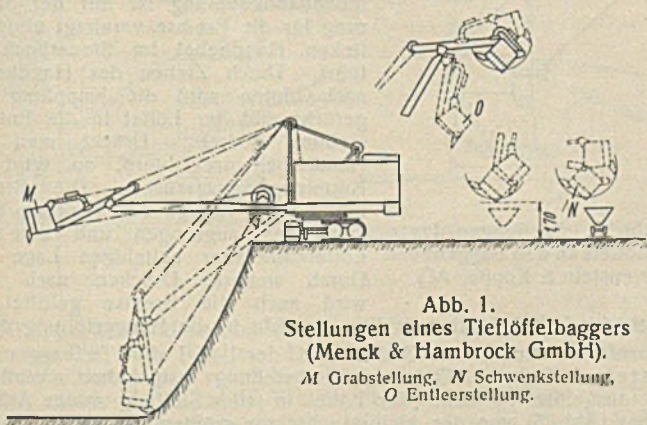


Abb. 1.
Stellungen eines Tieflöffelbaggers
(Menck & Hambroek GmbH).
M Grabstellung, N Schwenkstellung,
O Entleerstellung.

Löffelbagger unterhalb seines Standortes. Die offene Seite des Grabgefäßes liegt nach dem Bagger zu. Das Grabgefäß selbst ist an einem Stiel befestigt, der sich am Ausleger dreht.

Damit beim Hochheben des Löffels und Schwenken des Gerätes kein Erdreich verstreut wird und der Löffel über den Wagen, die das

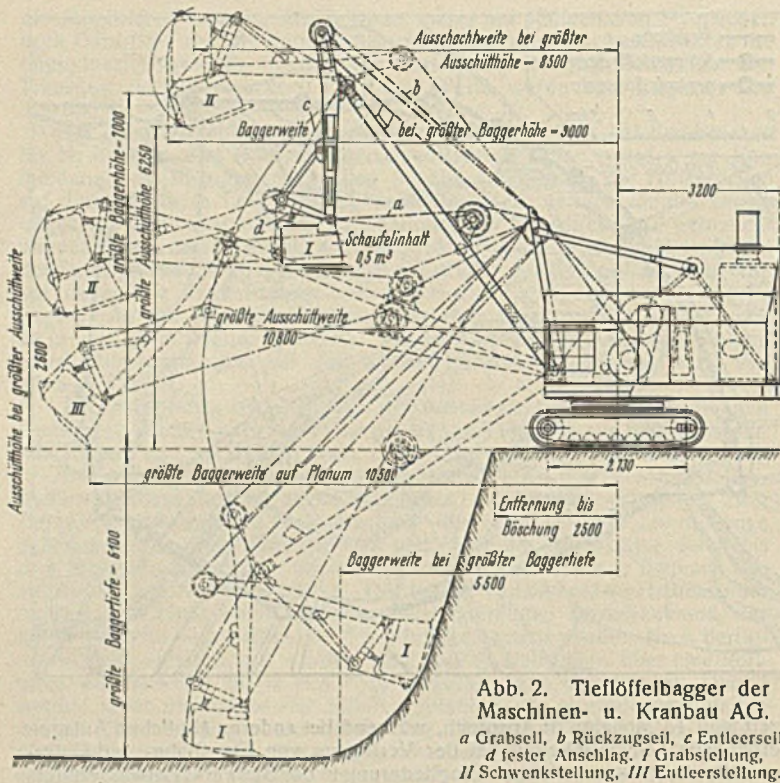


Abb. 2. Tieflöfelfagger der Maschinen- u. Kranbau AG.
a Grabseil, b Rückzugseil, c Entleerseil, d fester Anschlag, I Grabstellung, II Schwenkstellung, III Entleerstellung.

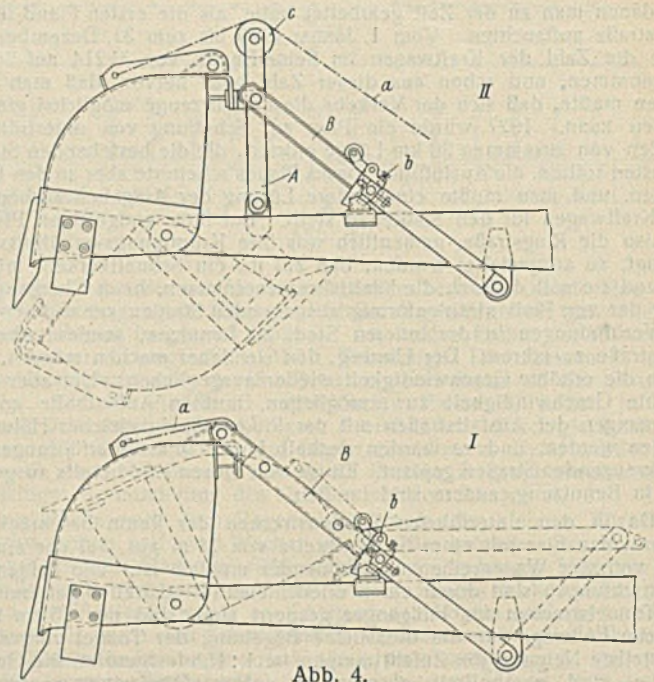


Abb. 4. Tieflöfelfentladung an den Baggern des Eisenwerkes Weserhütte AG.
I gewöhnliche Anordnung, II Anordnung für leicht rieselndes Baggergut und für große Ausschütthöhen und -weiten.
a Entleerseil, b Klinkenvorrichtung, c Seilrolle, A Stütze, B Löffelstrebe.

An den Baggern von Menck & Hambrock GmbH dient das Seil *a* zum Halten und Kippen des Löffels (Abb. 3). Die zugehörige Trommel ist durch eine nicht löfelfähige Bremse ständig festgehalten, kann aber durch ein Wendegerieße unter der geschlossenen Bremse in beiden Richtungen gedreht werden. Das Seil *a* führt von der Trommel über zwei Rollenböcke in der Nähe der Drehgelenke des Auslegers und Stieles (damit bei Bewegungen sich die Seillänge nicht ändert) nach dem Löffel, wo es an

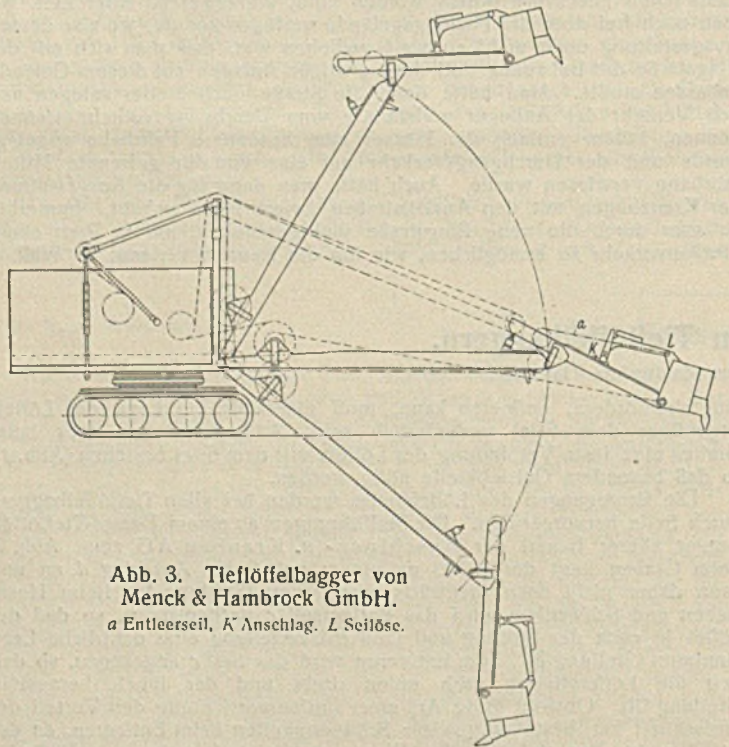


Abb. 3. Tieflöfelfagger von Menck & Hambrock GmbH.
a Entleerseil, K Anschlag, L Seillöse.

der Öse *L* befestigt ist. Unabhängig von seiner jeweiligen Lage kann der Löffel die Grab-, Schwenk- und Entleerstellung (*M*, *N*, *C* in Abb. 1) einnehmen.

Beim Graben legt sich der Schlitten des zwischen Löffel und Stiel befindlichen Bügels gegen den Anschlag *K* (Abb. 3). Um nach dem Schwenken, währenddessen das Seil *a* nachgelassen wird, die Entleerstellung einzunehmen, weicht der Anschlag *K* infolge einer Hebelverbindung mit dem Schlitten aus, so daß der Schlitten ungehindert über den Anschlag hinweg am Stiel gleiten und der Löffel sich weit nach rückwärts

drehen kann. Beim Zurückdrehen in die Grabstellung springt der Anschlag *K* selbsttätig wieder vor.

Das Eisenwerk Weserhütte AG verwendet an Ihren Baggern je nach der Art des Baggergutes und der Ausschütthöhe und -weite zwei verschiedene Anordnungen. Die Anordnung I (Abb. 4) kommt für gewöhnliche Verhältnisse in Frage. Zum Entleeren wird durch den Zug des Seiles *a* die Klinkenvorrichtung *b* ausgelöst und der Löffel bis in die gestrichelte Stellung zurückgezogen. Durch die Bremse an der zum Seil *a* gehörigen Trommel kann man den Löffel in jeder Lage festhalten. Wird die Bremse gelöst, so fällt der Löffel zurück, die Klinkenvorrichtung springt ein und hält den Löffel fest, so daß beim Graben der Löffel nicht nach rückwärts ausweichen kann.

Bei leicht rieselndem Baggergut oder bei großen Ausschütthöhen und -weiten wird die Anordnung II gewählt, wobei man die Strebe *B* vom Löffel löst und mit der einzubauenden Stütze *A* verbindet. Das Entleerseil *a* läuft jetzt nicht mehr über die Klinkenvorrichtung *b*, sondern vom Löffelstieldrehpunkt über die Rolle *c* zum Löffel. Die Strebe *B* wird durch die Klinkenvorrichtung, die durch eine Stellschraube gegen Auslösen gesichert ist, ständig festgehalten und bildet den festen Anschlag für den Löffel während des Grabens.

Die als Innenbandkupplung mit Hilfsbremse ausgebildete Löffelwinde sitzt auf der rechten Seite der verlängerten Trommelwelle. Von hier führt das Entleerseil über eine Rolle am Oberwagen und weiter über Umlenkrollen am Ausleger zu den Rollen am Löffelstiel. Die Steuerung für die Innenbandkupplung ist mit der Steuerung für die Bremse vereinigt und zum linken Handhebel im Steuerbock geführt. Durch Ziehen des Handhebels nach hinten wird die Kupplung eingerückt und der Löffel in die Entleerstellung gedreht. Drückt man den Handhebel nach vorn, so wird die Kupplung ausgerückt. Die Bremse bleibt aber infolge der Wirkung eines Gewichtes angezogen und hält den Löffel in jeder beliebigen Lage fest. Durch weiteres Drücken nach vorn wird auch die Bremse gelöst, so daß sich der Löffel durch sein Eigengewicht in die Hängstellung dreht.

Ebenfalls durch eine Klinke wird der Löffel der Tiefbagger von Orenstein & Koppel AG in der Grabstellung festgehalten. Wird die Klinke ausgelöst, so kann der Löffel in jeder Stellung seines Arbeitsbereiches (Abb. 5) von der kleinsten bis zur größten Ausladung und bis zur größten Reichhöhe entladen.

Abb. 5. Stellungen des Tieflöfelfels an den Baggern von Orenstein & Koppel AG.

Vermischtes.

Zuleitung für das Sasper-Alcova-Becken. Eng. News-Rec. 1935, Bd. 115, Nr. 12, vom 19. Sept. berichtet auf S. 385 über eine Zuleitung zu dem Hauptverteilungssystem von Sasper-Alcova im Staate Wyoming. Die Zuleitung führt durch zwei parallele Bergketten und einen offenen Kanal nach dem Hauptbewässerungssystem. Bemerkenswert sind die Stollen und zwei in der Strecke liegende Düker in bezug auf die Ausbildung der Querschnitte. Die Zuleitung ist insgesamt etwa 6 km lang. Abb. 1 zeigt einen Längsschnitt und Querschnitte durch die Stollen sowie durch das offene Kanalbett. Die Arbeiten wurden von drei Unternehmern im Frühjahr 1934 begonnen, und zwar waren je ein Vertrag für jeden Tunnel und ein dritter für die Herstellung der beiden Düker, einer Landstraßenbrücke und der offenen Kanalstrecke vorgesehen.

Stollen Nr. 1 hat eine Länge von 850 m und mündet aus im Sandstein ungefähr 1,5 km westlich des Alcova-Dammes etwa 7 m unterhalb dessen Krone. Ein- und Auslauf des Stollens haben rechteckigen Querschnitt erhalten. Einen Grundriß und Längsschnitt zeigt Abb. 2. Zwischen den rechteckigen Endquerschnitten und dem eigentlichen hufisenförmigen Querschnitt des Stollens ist eine Übergangsstrecke eingeschaltet. Der ausgebrochene Fels wurde durch ein über Kopf arbeitendes Schütterungsgerät auf Loren geladen. Den Druckluft-Gesteinsbohrern wurde die Druckluft durch ein 3 cm weites Stahlrohr zugeführt. Die Verteilung der Bohrlöcher beim Stollenvortrieb zeigt Abb. 3.

Stollen Nr. 2 hat eine Länge von 1270 m und einen ähnlichen Querschnitt wie Stollen Nr. 1. Die verschiedenartige Schalung beider Stollen für die Ausbetonierung ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Düker Nr. 1 unter dem Eagle Gulch ist 91 m lang; der andere liegt am Ende des Tunnels Nr. 2 und hat eine Länge von 67 m. Beide führen unter zeitweilig trockenen Flußbetten hindurch. Zum Schutze der unter den Ufern liegenden Teile beider Düker wurden die ersteren unter einer Böschung 1:1½ mit Beton verkleidet. Die Dükerhöhe beim Eagle Gulch

Eisenbetonbogenbrücke bei Castelmoron, Süd-Frankreich¹⁾. Eng. News-Rec. 1935, Bd. 114, Nr. 17 vom 25. April, berichtet auf S. 577 ff. über ein neuartiges Brückensystem einer Eisenbetonbrücke, die zur Überführung einer Landstraße über den Lotfluß in der Nähe von Castelmoron, Süd-Frankreich, dient und Ende 1933 fertiggestellt wurde. Das System besteht aus einem innerlich statisch unbestimmten Zweigelenkbogen mit Zugband in Fahrbahnhöhe, der sich mit einem Gelenk am linken Ufer gegen einen am Widerlager festangeschlossenen Schrägstab in Richtung des verlängerten Bogens abstützt und mit dem anderen Gelenk am andern Ufer auf einem ebenso gerichteten, frei pendelnden Schrägstab ruht. Das gesamte System

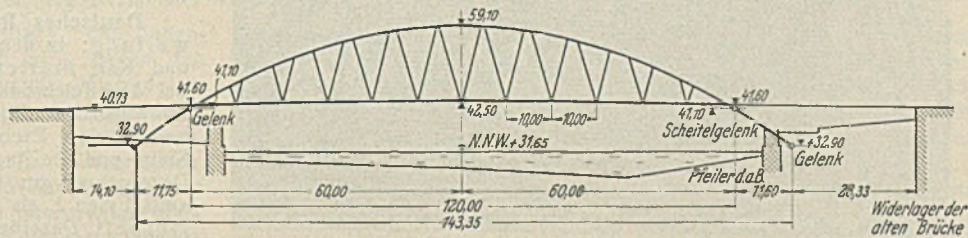


Abb. 1.

zeigt also äußerlich statisch bestimmte dreigelenkige Lagerung, wodurch eine Entlastung des Bogenzuggurtes gewährleistet ist. Durch schräge Hängestäbe ist jeder Abschnitt des Bogens an seinen Enden mit einem Punkte des Zuggurtes verbunden, so daß bei der Verformung des Bogens die gegenseitigen Verdrehungen der einzelnen Abschnitte vermindert und auf diese Weise die Biegungsspannungen möglichst gering gehalten werden. Infolge der äußeren Lagerung des Bogens sind Zusatzspannungen durch Temperaturänderungen und Nachgeben der Widerlager nicht möglich. Die Bogen Spannweite ist rd. 120 m, die Bogenhöhe etwa 17 m im Scheitel (Abb. 1). Die Breite des Fahrdammes beträgt 5,48 m, die Breite der seitlichen Fußwege je 0,92 m. Die einzelnen Abschnitte der Bogen sind aus vorher gefertigten Eisenbetonstäben gebildet, die jedoch zunächst nur den inneren Kern des späteren Bogenquerschnittes bilden.

Diese einzelnen Kernstäbe wurden in Richtung der Bogenachse auf das Lehrgerüst heraufgeschafft, ebenso die einzelnen Stäbe des K-förmigen Windverbandes (Abb. 2).

Die Bogenkernstäbe sind an den Enden mit Stahlplatten ausgestattet, um den mittigen Anschluß durch Verbolzung gewährleisten zu können. Nachdem auf diese Weise zunächst ein tragfähiger Kernbogen gebildet worden war, wurden in den Scheitelfugen Druckwasserpressen für 150 t Druckkraft angesetzt und mit ihnen dem Kernbogen eine Vorspannung gegeben, so daß die Schalung entlastet war. Nach dem Anbringen der geneigten Hängestangen und der Bewehrung für die Kernummantelung (Abb. 3) des Bogens wurde die letztere in einer besonderen Schalungsform in hochwertigem Zement betoniert.

Der so gefertigte volle Bogenquerschnitt wurde dann mittels der in den Scheitelfugen angebrachten Druckwasserpressen ebenfalls unter Druck gesetzt, um wiederum die Schalung vom Bogeneigengewicht zu entlasten. Unter dieser Vorspannung erst wurden dann die Scheitelfugen unter Entfernen der Druckwasserpressen ausbetoniert. Der Bogen war somit

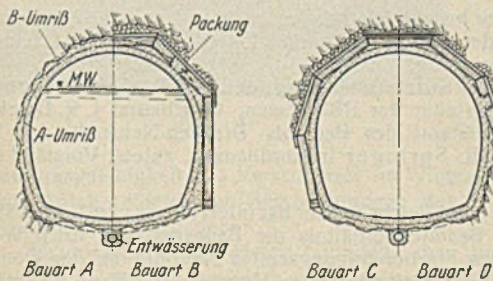
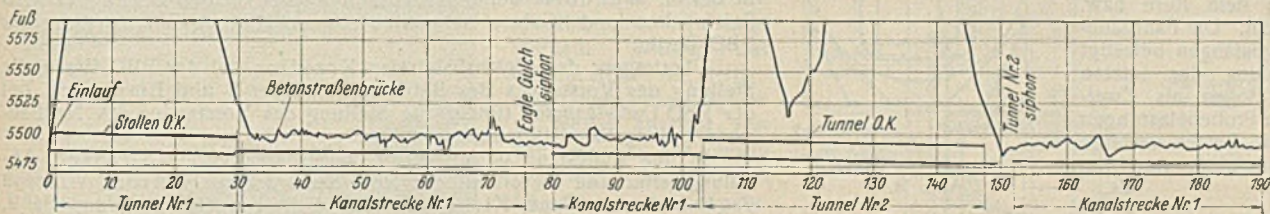


Abb. 1.

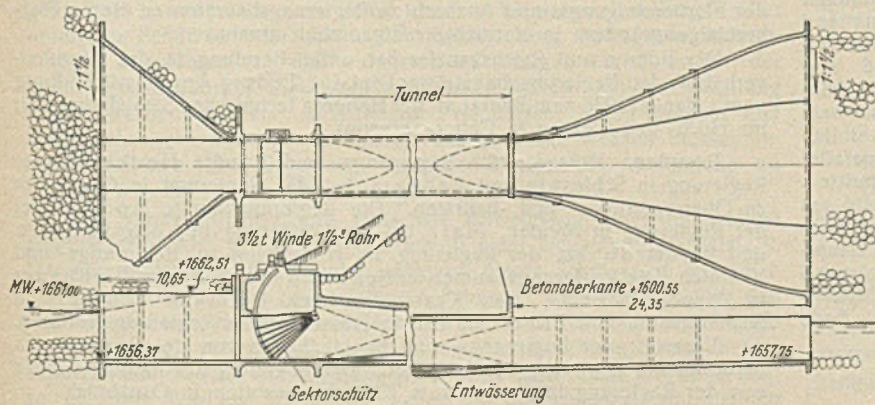


Abb. 2.

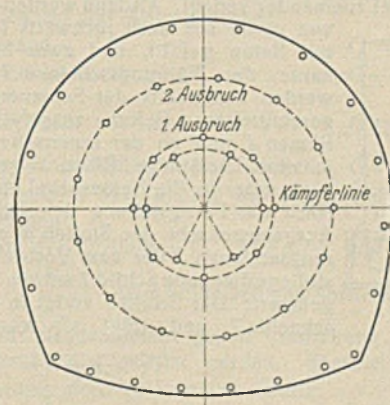


Abb. 3.

ist 4,90 m, bei dem anderen, unmittelbar an den Stollen Nr. 2 anschließenden Düker ist die Höhe 3,60 m. Der Eisenbetonmantel der Rohre wurde fugenlos in Holzformen von 2,45 m Länge hergestellt.

Der offene Kanal hat 10,35 m Sohlenbreite und liegt zum Teil im Auftrag. Die Wassergeschwindigkeit dürfte etwa 76 cm/sek betragen. Soweit der Kanal im Fels liegt, ist das Profil zwecks Einbringen der Bettdeckschicht aus einer dünnen Erdschicht um etwa 30 cm erweitert. Die Ufer sind als Fahrbahnen ausgebildet.

Gleichzeitig mit der Verteilungszuleitung wurden eine etwa 7 km lange Bergstraße und 100 km Hochspannungsleitung gebaut.

Zs.

¹⁾ Vgl. auch B. u. E. 1935, Heft 20.

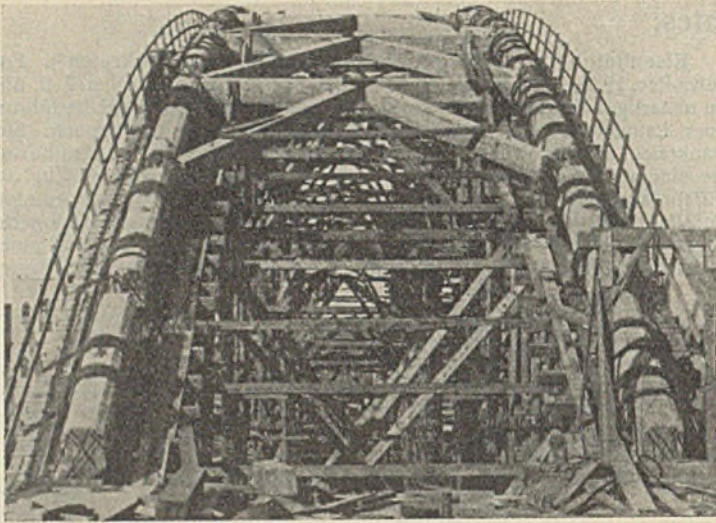


Abb. 2.

lediglich in Berührung mit der Schalung und wurde von dieser in seiner Form gehalten. Die Fahrhanddecke wurde dann in einer Schalungsform in einzelnen Abschnitten hergestellt, und zwar unter symmetrischer Bogenbelastung durch die fortschreitenden Fertigungen der Fahrhand bzw. durch entsprechende Sandbelastungen, die je nach dem Fortschreiten der Betonierungsarbeiten besetzt wurden. Durch diese Bauweise wurden Biegungsspannungen durch Eigengewicht im Bogen vermieden und eine günstige Druckspannungsverteilung im Bogenquerschnitt, d. h. in dem Kern bzw. in der Ummantelung, erreicht. Die Fahrhandschalung war an den Hängestangen befestigt bis zur vollen Fertigstellung der letzten Schlußfuge, so daß der Bogen als Zweigelenkbogen wirkt. Bei den Probelastungen durch bewegliche und feste Lasten verblieb die Durchbiegung unter dem Werte von $\frac{1}{6000}$ der Spannweite.

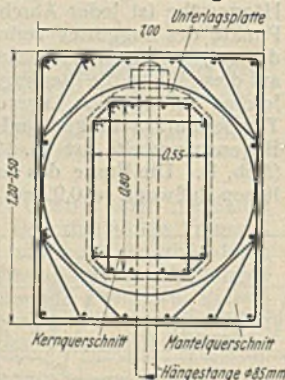


Abb. 3.

Patentschau.

Verfahren und Vorrichtung zum Vortrieb eines Tunnels mittels eines Schildes. (Kl. 191, Nr. 598 775 vom 17. 9. 1930 von Gottfried Hallinger, Patentverwertungsgesellschaft m. b. H. in Essen.) Zu Beginn der Vortriebsarbeit werden von einem oder mehreren Schächten aus zwei oder mehr Hilfsstollen *a* in Seiten- und Höhenrichtung möglichst genau in der dem aufzufahrenden Tunnel zu gebenden Richtung vorgetrieben. Die Hilfsstollen stehen seitlich etwas über den Tunnel vor, und ihre Oberkante fluchtet mit der Unterkante des zukünftigen Tunnels. Nach dem Vortrieb dieser Hilfsstollen werden auf der Stollenauskleidung *1* in Längsabständen voneinander Querträger *2* und auf diesen oben rillenförmige Führungsschienen *3* für den Vortriebschild gelagert, und zwar werden die Schienen *3* genau parallel zueinander verlegt. Alsdann werden die Stollen *a* von vorne her nach rückwärts fortschreitend mit Beton gefüllt, und zwar bis zur Oberkante der Führungsschienen *3*, und nun werden beiderseits der Schienen *3* mit feingeschütteltem Beton ausgefüllte schmale Rinnen *4* und an der Innenseite der Stollen je eine U-förmige Rinne *5* genau parallel zueinander in die Betonsockel eingeschnitten. Nach der Fertigstellung der Sockel wird am Ausgangsschacht der Stollen *a* auf den Führungsschienen *3* der zum Vortrieb des Hauptstollens dienende Schild *1* mittels Wälzkörper *6* gelagert. Der Schild *b* endet in eine Messerschneide *7* und trägt am vorderen Ende

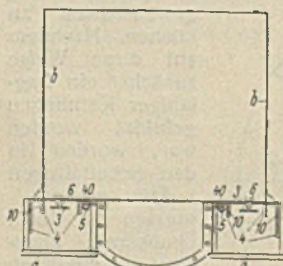


Abb. 1.

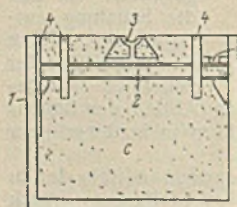


Abb. 2.

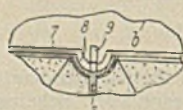


Abb. 3.

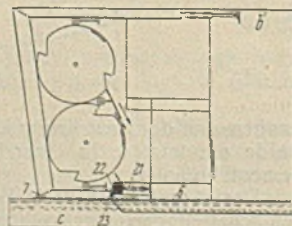


Abb. 4.

des Schildbodens Schaber *8*, die zum Ausgleich ihrer Abnutzung mittels eines Keiles *9* spreizbar sind. Der Vortriebschild *b* weist ferner in die Tonschicht der Rillen *4* eingreifende untere Längsbleche *10* auf, die

vorn mit einer Schneide versehen sind und sich nach ihrem hinteren Ende zu verdicken; sie pressen beim Vortrieb des Schildes den Ton zusammen. Im Innern des Vortriebschildes befinden sich mechanisch bewegbare Tonpressen *21*, *22*, die in Öffnungen *23* des Schildbodens münden und durch die Öffnungen *23* den Ton herausdrücken, der durch den Schildboden auf die Oberfläche des zwischen den Fundamentsockeln *c* befindlichen Erdreichs aufgestrichen wird. Zum Vortrieb von Nebentunneln findet der U-förmige Vortriebschild *d* Verwendung, der nach Auskleidung des Haupttunnels mittels Rollen *40* in den Rinnen *5* der Fundamentsockel geführt und wie üblich vorgetrieben wird.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. a) Hauptverwaltung: In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnräte Adolf Jäger und Karl Müller; — b) Betriebsverwaltung: Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Nather, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Ludwigshafen (Rhein), als Dezernent zur RBD Augsburg; die Reichsbahnoberräte Fichelscher, Vorstand des Betriebsamts Bad Münster am Stein, und Dr.-Ing. Uhlich, Vorstand des Betriebsamts Gerolstein, als Dezernenten zur RBD Saarbrücken, Odenbach, Vorstand des Betriebsamts Essen 2, als Vorstand zum Betriebsamt Bad Münster am Stein und Horbelt, Dezernent des RZA in München, als Dezernent zur RBD Regensburg; die Reichsbahnräte Gätjens, Vorstand des Betriebsamts Neuwied 1, als Vorstand zum Betriebsamt Malchin, Max Seidel, Vorstand des Betriebsamts Olpe, als Vorstand zum Betriebsamt Wuppertal 2, Richard Berg beim Betriebsamt Breslau 1, als Vorstand zum Betriebsamt Allenstein 2, Völger bei der RBD Saarbrücken, als Vorstand zum Betriebsamt Olpe, Bullemmer bei der RBD Köln, als Vorstand zum Betriebsamt Neuß, Dr.-Ing. Eugen Eger bei der RBD Saarbrücken zur RBD Köln, Spangenberg, Leiter der Bauabteilung Rosenheim der Reichsautobahnen in München, als Leiter zur Bauabteilung Eisenach der Reichsautobahnen in Kassel, Dr.-Ing. Johannes Hartwig beim Betriebsamt Zwickau (Sa.) 1, als Vorstand zum Betriebsamt Gerolstein und Eugen Meyer, Vorstand des Betriebsamts Malchin, als Vorstand zum Betriebsamt Neuwied 1; die Reichsbahnbaumeister Meine beim Betriebsamt Leipzig 1 zur Oberbetriebsleitung Ost in Berlin, Wendorff beim Betriebsamt Aachen in den Bezirk der RBD Saarbrücken und Kober beim Betriebsamt Harburg-Wilhelmsburg zur RBD Berlin.

Übertragen: den Reichsbahnräten Kreidler bei der RBD Essen die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts Essen 2 und Emmerich bei der RBD Ludwigshafen (Rhein) die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Ludwigshafen (Rhein).

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Strasser, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Saarbrücken, Hansen, Vorstand des Betriebsamts Neuß, Kirberg, Vorstand des Betriebsamts Wuppertal 2, und Kriesel in Berlin.

Gestorben: Direktor bei der Reichsbahn Arnhold Brandt, Abteilungsleiter und Dezernent der RBD Oppeln und Reichsbahnoberrat Hieber, Dezernent der RBD Augsburg.

Im Ruhestand verstorben: Abteilungsdirektor i. R. Max Pusch in Berlin, zuletzt Abteilungsleiter der RBD Essen, Oberbaurat i. R. Decker in Dresden, zuletzt Vorstand des Bauamts Dresden-Neustadt, und Regierungs- und Baurat i. R. Springer in Nordhausen, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Nordhausen 2.

Bayern. Der Führer und Reichskanzler hat mit Wirkung vom 1. April 1936 unter Berufung in das Beamtenverhältnis die Bauassessoren Erich Weis und Walter Stelzle des Flurbereinigungsamtes Neuburg an der Donau, Hans Köhnlein des Flurbereinigungsamtes München und Hans Schmidt des Flurbereinigungsamtes Ansbach zu Regierungsbauräten an diesen Flurbereinigungsämtern in etatmäßiger Eigenschaft ernannt.

Der Führer und Reichskanzler hat unter Berufung in das Beamtenverhältnis den Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Ludwig Appel mit Wirkung vom 1. Januar 1936 zum Baurat an der Höheren technischen Staatslehranstalt für Hoch- und Tiefbau in Coburg ernannt.

Preußen. Ernannt: die Regierungs- und Bauräte Heekt bei der Regierung in Schleswig und Rehders bei der Regierung in Osnabrück zu Oberregierungs- und -bauräten. Die Regierungsbauräte Momber bei der Regierung in Minden, Matz bei der Regierung in Königsberg i. Pr. und Waßmann bei der Regierung in Hildesheim zu Regierungs- und Bauräten. Die Regierungsbaumeister Schwahn in Hildesheim, Nußbaum in Meppen, Gieß in Trier, Krause in Leer, Reimann (Lothar) in Schneidemühl und Zimmermann in Düsseldorf zu Regierungsbauräten. Versetzt: der Regierungs- und Baurat Timm von der Regierung in Stade an die Regierung in Hannover. Der Regierungsbaumeister Bayer von der Regierung in Aachen zum Kulturbaubeamten in Osnabrück.

In den Ruhestand getreten: der Oberregierungs- und -baurat Czygan bei der Regierung in Hannover.

Ausgeschieden: der Regierungsbaurat Richter bei dem Kulturbaubeamten in Stade durch Übernahme in den Reichsarbeitsdienst.

INHALT: Straßen- und Gleisunterführung unter der Staatsstraßen- und Bahnrampe zur neuen Rheibrücke bei Maxau. — Bewertung von Rostschutzfarben. — Zur Tragfähigkeit des Bodens. — Bau der Straßenbrücke über die Waal bei Nymwegen. — Die Pariser Ringstraße. — Entleerungsanlagen an Tieflöfelfaggern. — Vermischtes: Zuleitung für das Sasper-Alcova-Becken. — Eisenbetonbogenbrücke bei Castelmoron, Süd-Frankreich. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.