

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 12. September 1930

Heft 39

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau der Unterführung der Bohmter Straße in Osnabrück.

Von Dipl.-Ing. Karl Zander, Münster (Westf.).

(Schluß aus Heft 37.)

Der dritte Bauabschnitt diente der Auswechslung des alten Überbaues für das Hauptpersonengleis Osnabrück—Bremen. Dies Gleis blieb auch während des folgenden vierten Bauabschnittes außer Betrieb; zugleich wurde das Ausziehgleis gesperrt und der Überbau 6 gegen Behelfsträger ausgewechselt. Es war nunmehr möglich, das Ausziehgleis vom Personengleis Bremen—Osnabrück vorübergehend so weit abzurücken, daß der zum Umbau erforderliche größere Gleisabstand erreicht wurde. Abb. 8 zeigt die in den Bauabschnitten 1 bis 4 eingebrachte Trägerdecke. Im fünften und letzten Bauabschnitt, in dem beide Hauptpersonengleise gesperrt waren, wurde nach Entfernung des Überbaues 5 die Lücke in der Behelfsträgerdecke geschlossen, so daß vorübergehend der Betrieb auf allen Gleisen wieder aufgenommen werden konnte (Abb. 9).



Abb. 12. Einbringen der neuen Mittelträger. Bauabschnitt I.

Das Durchschlitzen des Bahnkörpers unter den Behelfsträgern ließ sich nun verhältnismäßig einfach bewerkstelligen: Die Bodenmassen wurden seitwärts ausgefahren, mit elektrisch betriebenen Aufzügen auf die Höhe der Bahnwagen gehoben, verladen und abgefahren. Das am 19. März 1928 nach Beendigung der Erdarbeiten von der Stadtseite her aufgenommene Lichtbild (Abb. 11) zeigt die beiden Baugrubenschlitze, nicht aber die auf der anderen Seite erbauten Aufzüge. Die Baugrubensohle bestand aus feinem, mit Lehm durchsetztem Sand und lag unter dem Grundwasserspiegel; sie mußte daher durch Drainage in Verbindung mit Pumpensümpfen trocken gehalten werden. Die Baustoffe für die Widerlager und Säulenfundamente wurden auf dem Bahndamm angefahren und in Betonmischmaschinen verarbeitet. Aufzüge und Kippwagen sorgten für schnelle Beförderung des fertigen Betons in die Baugrube. So konnten die Widerlager in verhältnismäßig kurzer Zeit fertiggestellt werden. Schwieriger gestaltete sich die Herstellung der Säulenfundamente. Die alten Widerlager mußten vorher etwa 1 m breit abgestemmt und — da sie ja noch die gesamten Verkehrslasten zu tragen hatten — durch Absteifen gegen die neuen Widerlager gesichert werden, zumal die neue Gründungssohle rd. 60 cm tiefer lag als die alte (vgl. Abb. 5). Erst nach Erhärten der Betonkörper wurden die Steifen wieder entfernt.

Jetzt konnten Säulen und Seitenträger des endgültigen eisernen Überbaues eingebracht werden: Je vier Träger wurden seitlich von der Baugrube zu fertigen Fahrbahnplatten zusammengenietet und eingeschoben, so daß unter den Behelfsträgern nur die Verbindung zwischen den Platten hergestellt zu werden brauchte. Die Säulen wurden mit besonders hergerichteten Wagen von der Seite her in senkrechter Stellung an die Einbaustelle gefahren und dort auf die Lager abgesetzt.

Die Bauabschnitte beim Einbringen der Mittelträger entsprechen annähernd denen beim Ausbau der alten Überbauten. Es lagen aber jetzt die Behelfsträger gleichlaufend mit den neuen Mittelträgern, so daß das Auswechseln in dieser Hinsicht keine besonderen Schwierigkeiten

bot. Wohl aber waren wegen der erforderlichen Sperrung von zwei, teilweise sogar drei Gleisen wieder besondere Maßnahmen zur sicheren Durchführung des Betriebes erforderlich. In den einzelnen Bauabschnitten wurde nach Entfernen der Behelfsträger zunächst der obere Teil der alten Widerlager abgebrochen, um für die neuen Mittelträger Platz zu schaffen, die unter Verwendung von Kranen eingebaut wurden; der gänzliche Abbruch der Widerlager folgte später. Abb. 12 u. 13 zeigen den ersten und dritten Bauabschnitt für das Einbringen der neuen Mittelträger.

Inzwischen wurden auch die verschiedenen Versorgungs- und Entwässerungsleitungen im Straßenkörper verändert bzw. neu verlegt, Arbeiten, die vertragsgemäß von der Stadt auszuführen waren, und an die sich die Pflasterung der um rd. 65 cm gesenkten Straße anschloß. Zugleich mit

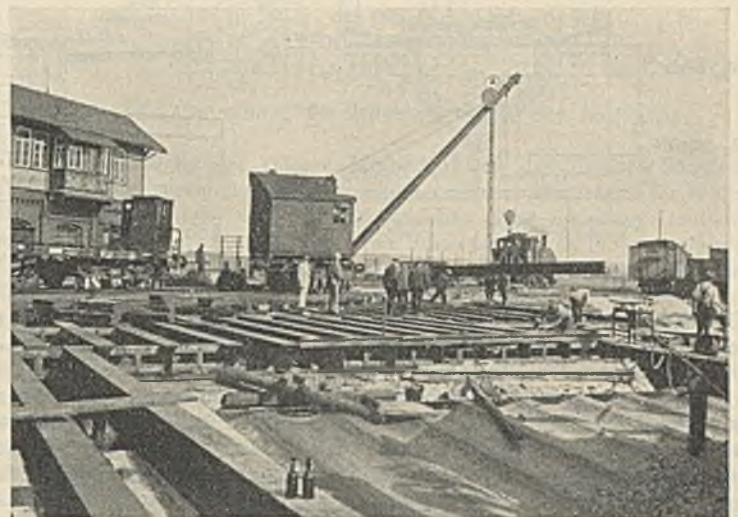


Abb. 13. Einbringen der neuen Mittelträger. Bauabschnitt III.

der Entwässerungsanlage wurden Drainageleitungen zur dauernden Senkung des Grundwasserspiegels eingelegt. Der Straßenquerschnitt mußte sorgfältig aufgeteilt werden, um allen Wünschen wegen der störungsfreien Durchführung der Leitungen gerecht zu werden, insbesondere in bezug auf die Hochspannungs- und Fernpostkabel. Zwei Straßenbahngleise für die geplante Erweiterung des Liniennetzes sind im Zusammenhang mit der Straßensenkung vorsorglich eingebaut.

Der Fuhrwerkverkehr wurde für den größten Teil der Bauzeit umgeleitet, der Fußgängerverkehr, der dauernd aufrechterhalten wurde, mußte abwechselnd von der einen Straßenseite auf die andere und in die neu geschaffenen Seitenöffnungen verlegt werden.

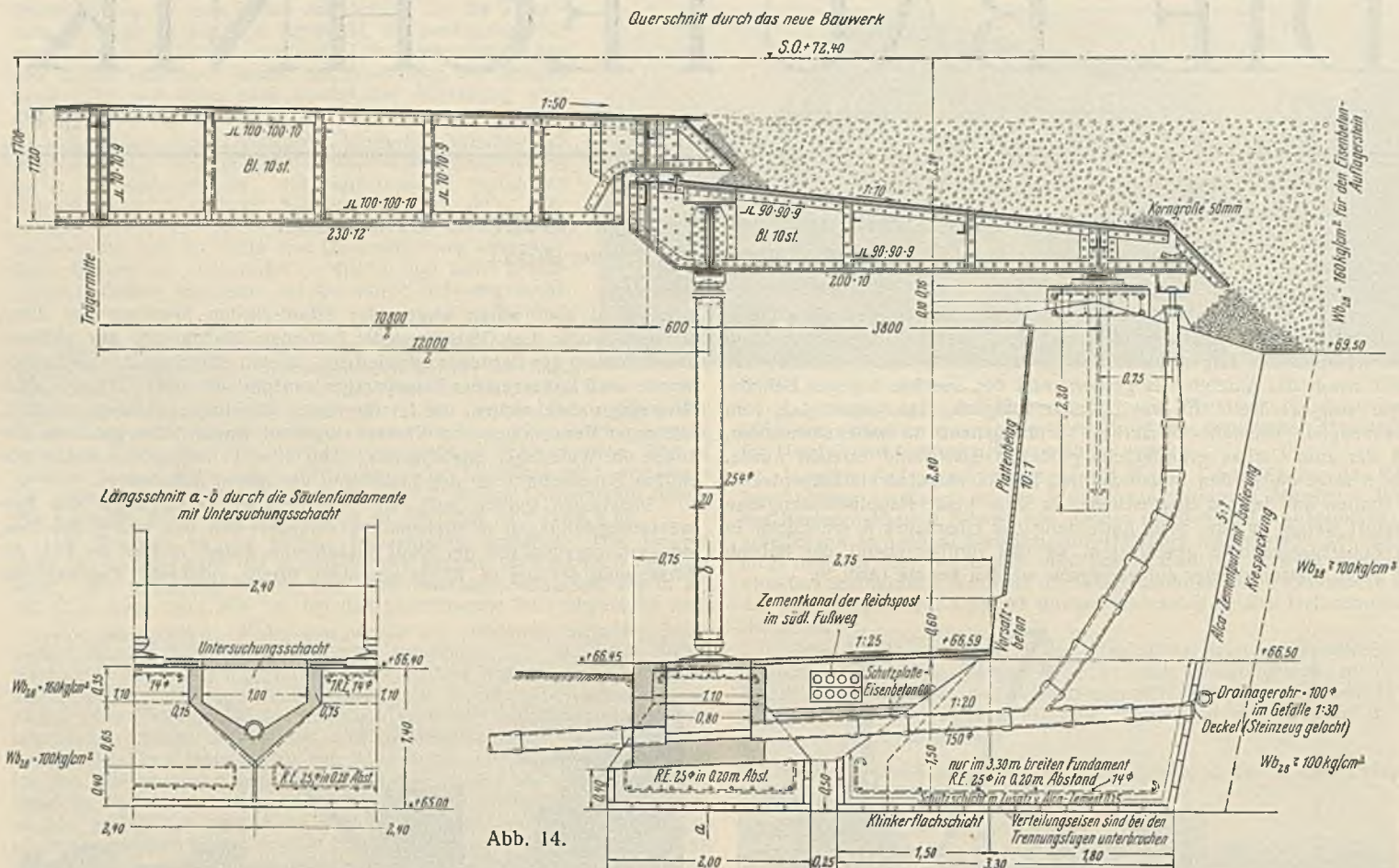
Daß der Umbau ohne wesentliche Betriebsstörungen und ohne jeden Betriebsunfall verlaufen ist, zeugt von der sorgfältigen Vorbereitung und Ausführung.

Neues Bauwerk.

Für die Widerlager und Säulenfundamente wurde eine Würfelfestigkeit $W_b = 100 \text{ kg/cm}^2$, für die obere Schicht unter den Auflagern $W'_b = 160 \text{ kg/cm}^2$ gefordert. Die Fundamente der Säulen und der mit größerem Vorsprung ausgebildeten Widerlager (s. weiter unten) erhielten Eiseinlagen (Abb. 14 a u. b).

Grundwasseruntersuchungen hatten ergeben, daß geringe betonangreifende Bestandteile vorhanden waren, gegen die der Fundamentbeton geschützt werden mußte. Es geschah durch eine mit dichtem Fugenschluß in Tonerdeschmelzzementmörtel verlegte Klinkerflachsicht, die einen Glatzstrich aus dem gleichen Mörtel erhielt. Außerdem wurde noch eine dichte Betonschutzschicht von 25 mm Stärke unter Verwendung desselben Bindemittels eingebracht.

An der Rückseite der Widerlager ist der übliche Schutz gegen Tageswasser vorgesehen. Da ein kleiner Teil des eisernen Überbaues hinter die Widerlager entwässert, wurde die Hinterpackung mit Sickerschlitzen versehen. Im übrigen wird das Tageswasser des Überbaues durch die



Widerlager hindurch in die Straßentwässerung geführt. Abb. 14 zeigt die zu diesem Zweck einbetonierten Tonrohre und den Untersuchungsschacht zwischen den Säulenfundamenten.

Die Neigung der Widerlager-, Vorder- und Rückflächen entspricht den statischen Anforderungen. Die im Verhältnis 10:1 geböschten Ansichtsflächen sollen die doppelte Aufgabe der Widerlager erkennen lassen: die verhältnismäßig geringe Last der Seitenträger aufzunehmen und sich gegen den Erddruck des Bahnkörpers zu stemmen. Daß neben dem Erddruck auch die Bremskraft wirksam ist, wird dem Nichtfachmann meistens kaum zum Bewußtsein kommen; ihr Einfluß geht aus der verschiedenen Stärke der Widerlagerfüße hervor, die nur den Zuwachs aus Bremskraft auf den Mittelträgern darstellt, da ja die Seitenträger auf beiden Widerlagern „feste Auflager“ haben. Der durch den Anlauf der Vorderflächen gewonnene lichte Raum und der etwas vermehrte Lichteinfall waren willkommenere Beigaben.

Beim Entwurf der Grundrißanordnung des eisernen Überbaues wurde geprüft, ob es mit Rücksicht auf das Auswechseln nicht zweckmäßig sei, die Träger möglichst gleichlaufend mit den Gleisen, also etwa unter einem Winkel von 40 bis 50° zur Straßennachse anzuordnen. Die Vorteile einer rechtwinkligen Überbrückung der Straße: kleine Stützweite mit kleinerem Stahlgewicht und insbesondere kleinerer Bauhöhe, waren in erster Linie entscheidend für die gewählte Anordnung (Abb. 4a bis c). Aber auch bei dieser Lösung ergaben sich noch mancherlei Schwierigkeiten in baulicher und statischer Hinsicht, von denen einige weiter unten noch kurz erwähnt werden.

Da der Vertrag mit der Stadt eine Verlängerung des Bauwerkes um weitere sechs Gleise vorsieht, kommt der wirtschaftliche Vorteil der geraden Überbrückung auch den künftigen Überbauten zugute. Um dieser späteren Erweiterung Rechnung zu tragen, sind die schiefen Endabschlüsse des Überbaues so ausgebildet, daß sie bei einer Verlängerung des Bauwerkes gelöst, verschoben und nach Zwischenfügen der erforderlichen Regelträger wieder an den neuen Teil angenietet werden können. Der schon erwähnte Nachteil der geraden Überbrückung beim Einbau der Träger wurde dadurch gemildert, daß die Mittelloffnung durch Auskragen der Seitenträger von 12 m (Säulenentfernung) auf 10,80 m (Stützweite der Mittelträger) verringert wurde; die Auskragung der Seitenträger beträgt also 60 cm, ihre Stützweite 3,80 m.

Es galt nun, den Überbau so zu gliedern, daß er statisch einwandfrei gelagert war. Das gesamte Stahltragwerk wurde daher in eine Anzahl „starrer Scheiben“ aufgelöst, die ihrerseits eine statisch bestimmte Auflagerung erhielten. Bei dem vor unmittelbarer Sonnenbestrahlung durch die Bettung geschützten Überbau (abgesehen von den Randträgern) wurde

die Dehnungsmöglichkeit der verhältnismäßig kleinen starren Scheiben in Richtung der Straßennachse durch die sie verbindenden nachgiebigen Tonnenbleche als hinreichend gewährleistet angesehen. Nur einmal hat die Fahrbahn einen Schlitz erhalten (Abb. 15), und zwar an der Stelle, wo die festen Lager der Mittelträger von der Nord- auf die Südseite übergehen. Infolge dieser Umkehrung der Lagerung konnten die beiden Enddreiecke des rautenförmigen Grundrisses gleich ausgebildet werden. (Die Trennungsfugen in den Widerlagern mußten sich natürlich den „theoretischen“ Fugen des Überbaues anpassen und sind entsprechend dem Trägerabstand von 1,20 m in Entfernungen von 9,60 bzw. 14,40 m

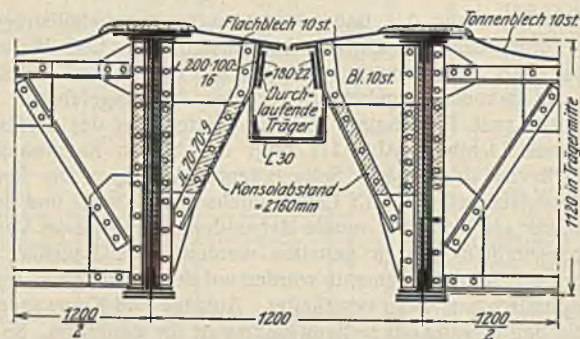


Abb. 15. Fahrbahnschlitz der Mittelloffnung.

angeordnet, wobei Rücksicht auf die spätere Verlängerung zu nehmen war.) In der Grundrißskizze (Abb. 4a) ist die Anordnung der starren Scheiben durch punktierte Linien angedeutet. Jede starre Scheibe hat in der Mitte zwei feste, im übrigen querverschiebbliche Lager.

In der Regel sind vier Träger zu einer Gruppe zusammengefaßt. Obere und untere Riegel bilden die Queraussteifungen in drei Öffnungen. Je zwei Träger sind außerdem noch durch Schrägen verbunden (Abb. 4b). Diese Trägerpaare wurden vom Werk fertig vernietet angeliefert.

Der Überbau ist mit 276 Tangentialklipplagern ausgerüstet, von denen 92 auf 46 Säulen entfallen. Der Auflagerdruck der Mittelträger wird durch den Kragarm der Seitenträger (vgl. Abb. 16) aufgenommen und durch diese auf Unterzüge übertragen, die ihn in die Säulen weiterleiten. Die Bezeichnung Unterzug ist hier im statischen Sinne gebraucht; das so bezeichnete Bauglied ist nämlich in einzelnen Teilen zwischen die Träger eingefügt und mit durchschießenden Platten versehen, so daß die

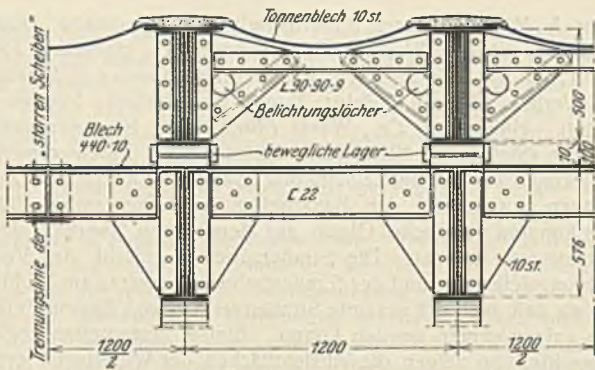


Abb. 16. Lagerung der neuen Mittelträger auf den Kragarmen der Seitenträger (in Mitte Auflager geschnitten).

Kontinuität gewahrt ist (Abb. 17). Ein solcher Regelunterzug wird von zwei „Pendelsäulen“ getragen, die mit einem Abstand von $2 \times 1,20 = 2,40$ m jeweils in der Mitte zwischen zwei Trägern stehen, so daß das Moment aus Eigengewicht in Unterzugmitte gleich 0 ist. (Nur im Bereich der Randträger mußte von dieser Anordnung aus baulich-statischen Gründen abgewichen werden.) Die mittelbare, elastische Übertragung der Kräfte

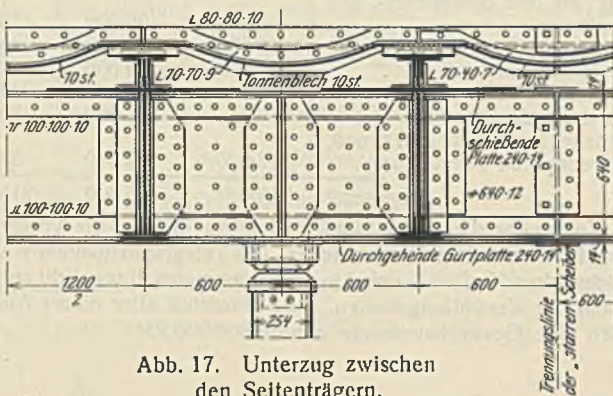


Abb. 17. Unterzug zwischen den Seitenträgern.

ist nicht nur für die Säulen, sondern auch für die Stützenfundamente bei ihrer geringen Masse und bei den ungünstigen Bodenverhältnissen als vorteilhaft anzusehen, da die Stoßwirkung durch die größere Formänderungsarbeit zumeist aufgezehrt wird. Die Stegblechhöhe der Mittelträger ist in den Viertelpunkten $h' = 1,08 = \frac{1}{10} l$, in der Mitte etwas größer infolge der Obergurtneigung 1:50. Die Bettung ist in Brückenmitte 33 cm stark, so daß sich eine Bauhöhe $h_b \approx 1,70$ m ergibt. Die Höhe der Seitenträger wurde nach baulichen Gesichtspunkten bemessen: einerseits mit Rücksicht auf den Unterzug und Kragarm, andererseits im Hinblick auf eine gute Entwässerungsmöglichkeit mit einem Gefälle von 1:10. Als Stützen sind nahtlos gezogene Stahlrohre (mit 254 mm äußerem Durchmesser und 20 mm Wandstärke) verwendet, die in der Unterhaltung, in statischer, verkehrstechnischer und zweifellos auch in ästhetischer Hinsicht, namentlich bei Bauwerken mit schiefen Endabschlüssen und aufs äußerste beschränkten lichten Weiten gegenüber anderen Säulen, insbesondere Breitflanschträgern, den Vorzug verdienen. Es muß allerdings dafür gesorgt werden, daß die innere Wandfläche der Säulen unbedingt vor Feuchtigkeit geschützt wird, z. B. durch Asphaltanstrich und guten oberen und unteren Verschuß. Meines Erachtens empfiehlt sich das völlige Ausfüllen der Säulen mit Beton, um von vornherein den Eintritt feuchter Luft in die Säulen und damit die Rostbildung auszuschalten und sie gegen äußere Kräfte, insbesondere gegen Seitenstöße widerstandsfähiger zu machen. Die Säulenlager sind so ausgebildet, daß auch äußerlich die Bedeutung der Stütze als „Pendelsäule“ zum Ausdruck kommt. Es ist wohl ein Fehler, der vielfach gemacht wird, diese kennzeichnende Eigenschaft durch eine mehr oder minder verkehrshindernde Bauart oder wohl gar Verkleidung grundsätzlich zu verschleiern, eine Bauweise, die ihren Grund meistens in einem falsch aufgefaßten Schönheitsbegriff hat. Die runde, nach der Mitte hin dicker werdende Fußplatte, auf der die Säule ruht, hat einen Durchmesser von 60 cm und liegt an der Fußwegseite auf gleicher Höhe wie das Pflaster, hindert also die Fußgänger nicht. Unten hat die Lagerplatte einen quadratischen Nocken und auf der Oberseite einen mit Kugelkalotte versehenen Zylinder, der von dem Fußstück der Säule rd. 5 cm hoch umfaßt wird. Ähnlich ist die Ausbildung am Kopf der Säule, so daß sie gegen zufällige Seitenstöße durch Fuhrwerke usw. hinreichend gesichert ist.

Der senkrechte Trägerdruck auf die Widerlager nähert sich bei „entlastender“ Stellung der Lokomotive dem Werte 0. Gleichzeitig mit den geringen lotrechten Kräften können aber noch die Komponenten aus

Bremskraft die Lager beanspruchen. Da die Seitenkraft in Richtung des Widerlagers nur auf die beiden mittleren „festen“ Lager wirkt, mußten diese mit kräftigen Rippen und Ankern versehen werden. Die Rippen sind aber so ausgebildet, daß sie (ähnlich wie Dollen und Nocken) das Untergeßen nicht so hindern wie die früher üblichen Kreuzrippen (vgl. Abb. 18). Den beiden Ankern ($1\frac{3}{4}$ " eines Trägers) wurde eine Vorspannung von $\approx 2 \cdot 7 = 14$ t gegeben ($\sigma = \frac{14000}{2 \cdot 11,3} = 620 \text{ kg/cm}^2$), so daß die Lager auch bei ungünstigster Lastenstellung sämtliche waagerechten Kräfte aufnehmen können. Bei der Ermittlung der Kräfte wurde jeweils die ungünstigste Lokomotivstellung bei einer Gleisrichtung von 30 bis 60° zur Straßenachse angenommen. Das geschah mit Rücksicht auf die erst durch den Umbau geschaffene Möglichkeit, Weichenstraßen auf die Unterführung zu legen.

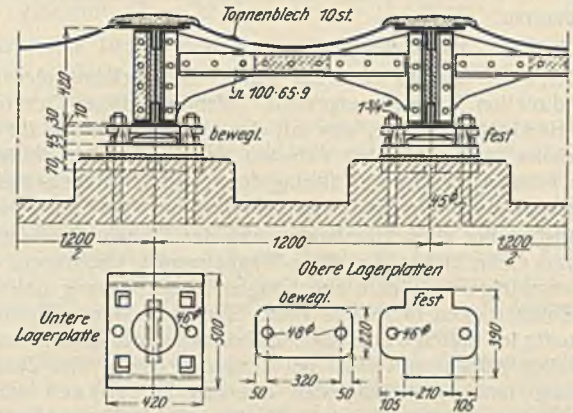


Abb. 18. Querschnitt der Seitenträger über den Auflagern.

Die Ausbildung der Trägerenden weicht von der üblichen Bauweise ab. Sie hängt zusammen mit dem schon erwähnten Bestreben, die Widerlager und Seitenträger während des Betriebes fertig einzubauen und eine rasche und sichere Entwässerung ohne Verwendung von Rinnen unter der Trägerdecke zu ermöglichen (vgl. Abb. 14a). Die Mittelträger haben an den Enden je eine unter 45° geneigte kleine Schürze aus Tonnenblechen erhalten, die nur auf dem ebenfalls schräg abgeschnittenen Stegblech ruht und die Bettung vom Auflager fernhält. Obere Gurtplatten und Tonnenbleche sind 20 cm über die Schürzen hinweggeführt, so daß das Tageswasser der Mittelträger über die Schürze auf die stark geneigten Tonnenbleche der Seitenträger geleitet wird. Bei der Breite des Überbaues war es nicht ratsam, das gesamte Wasser hinter die Widerlager zu führen. Die Schürze der Seitenträger wurde daher nach oben über das Tonnenblech hinaus geführt, so daß dieses sein Wasser mit Hilfe einer Tropfnase an die Entwässerungsrinne über dem Widerlager abgibt, die es, wie schon früher erwähnt, zur Straßenentwässerung weiterleitet. Abb. 12 läßt die unter 45° geneigten Schürzen am Ende der Träger erkennen.

Die bauliche Durchbildung im Randträgergebiet machte einige Schwierigkeiten, die aber überwunden werden konnten, ohne den Grundsatz der „statisch bestimmten“ Anordnung zu durchbrechen. Als Kreuzungswinkel wurde aus Zweckmäßigkeitsgründen 45° gewählt. Der Randmittelträger, dessen Stegblechhöhe zur Stützweite im Verhältnis von $\frac{1,49}{15,27} = \frac{1}{10,25}$ steht, erleidet eine Durchbiegung aus ständiger Last von $\delta_g = 0,55$ cm, während $\delta_p = 0,76 = \frac{1}{2000} l$ ist. Beide Lager sind gleich ausgebildet, und zwar als längsbewegliche Tangentialklipplager, können also in Richtung des Trägers keine waagerechten Kräfte aufnehmen. Diese werden daher nicht durch die Lager, sondern durch die starre Scheibe S_2 (Abb. 4a) weitergeleitet. Bei der Berechnung mußte natürlich dieser Umstand berücksichtigt werden.

Das Kiesbett wird in einer Entfernung von 1,80 m vom Randträger durch eine besondere Blechwand abgeschlossen. Die Durchführung der Bettung bis zum Trägerstegblech hätte die ständige Last des mittleren

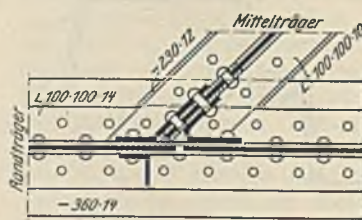


Abb. 19. Anschluß eines Mittelträgers an den Randträger.

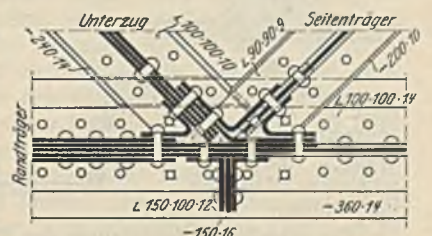


Abb. 20. Anschluß eines Seitenträgers und des Unterzuges an den Randträger.

Randträgers stark vermehrt und Rollenlager nötig gemacht. Außerdem wären die schiefen Anschlüsse am Randträger von oben nicht zugänglich gewesen. (Den Anschluß eines Mittel- und Seitenträgers und des Unterzugs an den Randträger zeigen Abb. 19 u. 20.) Der bettungsfreie Raum längs des Randträgers wurde mit Warzenblechen abgedeckt und dient als Fußweg. Die Seitenrandträger wurden wegen der negativen Auflagerkräfte an den Widerlagern durch zwei Rundisen verankert. Sie greifen mit zwei Muttern an Konsolen an und fassen die unteren Lagerplatten noch besonders mit einer dritten Mutter. Auch diesen Ankern wurde Vorspannung gegeben.

Insgesamt wurden rd. 514 t Stahl eingebaut. Hiervon entfallen auf den Überbau (St 37) 460 t, auf die Säulenschäfte 18 t und auf sämtliche Lager (Stg 50 · 81 · R) 36 t.

Träger und Säulen sind im Farbanstrich grün gehalten, die Tonnenbleche silbergrau.

Schlußbemerkung.

Der Entwurf für das Bauwerk wurde im Brückenbaudezernat der Reichsbahndirektion Münster aufgestellt. Während dieses Dezernat auch die obere Bauleitung hatte, war mit der örtlichen Leitung für die von der Reichsbahn auszuführenden Arbeiten das Reichsbahn-Betriebsamt 1 Osnabrück beauftragt. Die Ausführung der gesamten Straßen- und Kanalarbeiten wurde vom Städtischen Tiefbauamt Osnabrück geleitet.

Der Ausbau der alten Überbauten und der Einbau der Behelfsträger war der Firma Gebr. Bieber, Duisburg-Wanheimerort, übertragen, die auch die Breitflanschträger mit dem zugehörigen Kleineseinzeug lieferte. Die Erd- und Betonarbeiten führte die Firma Gockel & Niebur, Bochum, aus, die gleichzeitig im Auftrage der Reichsbahndirektion den etwa 20 km südlich von Osnabrück gelegenen Tunnel bei Lengerich baute. Der Zuschlag für die Lieferung und Aufstellung des eisernen Überbaues wurde der Firma Aug. Klönne, Dortmund, erteilt, die ihrerseits die Firmen Gebr. Bieber und W. Dieterich, Hannover, an der Lieferung beteiligte. Federführend war die Firma Klönne. Sie hatte auch die konstruktiv nicht einfachen, endgültigen Werkzeichnungen im Benehmen mit der Reichsbahndirektion herzustellen. Beim Bau der Unterführung und bei der Lieferung der Baustoffe waren außer den in Osnabrück ansässigen Firmen — unter anderen — noch folgende beteiligt:

Stemer & Müller, Bremen (Oberbauarbeiten). Tagmann, Düsseldorf (Asphaltmastix). Glasurit-Werke M. Winkelmann AG., Hamburg; Johannes Jeserich AG., Altona-Eidelstedt (Farbenlieferung). Gustav A. Braun, Köln; Genogerit-Werke, Viersen i. Rhld; Tropikalgesellschaft, Staufen i. Brg. (Isoliermittel). Hülsken & Co., Wesel (Rheinkies). Klöcknerwerke AG., Abt. Piesberg (Steinsand, Steinsplitt, Steinschlag). Elektrozement AG., Berlin; Wicking'sche Portlandzement und Wasserkalkwerke AG. (Zement).

Begonnen wurde mit den Bauarbeiten am 1. September 1927. Im April 1929 konnten sämtliche Gleise auf dem neuen Überbau wieder in Betrieb genommen werden. Die Straßenarbeiten einschl. des Verlegens der Versorgungsleitungen und der Straßenbahngleise waren am 30. Mai 1929 vollendet, so daß auch der gesamte Straßenverkehr von diesem Zeitpunkte ab wieder aufgenommen werden konnte. Einige Restarbeiten zogen sich noch länger hin. So zeigen die Ansichtsflächen der Widerlager jetzt noch teilweise rohen Beton. Es ist aber beabsichtigt, die inneren Schrägflächen mit glasierten gelben Wandfliesen zu belegen.

Die Kosten des Bauwerkes belaufen sich auf rd. 715 000 RM. Sie verteilen sich etwa folgendermaßen auf Reichsbahn und Stadt:

Hauptarbeiten	zu Lasten der		Zusammen
	Reichsbahn	Stadt	
	RM	RM	RM
Änderung an den Sicherungs- und Gleisanlagen	95 000	20 000	115 000
Behelfsbau	15 000	30 000	45 000
Erd- und Betonarbeiten	57 000	114 000	171 000
Stahlarbeiten	82 000	164 000	246 000
Kanal- und Straßenarbeiten	—	80 000	80 000
Verschiedenes (einschl. d. drei neuen, wiederverkauften Überbauten)	16 000	42 000	58 000
Insgesamt	265 000	450 000	715 000

Die Kosten für die neuen Straßenbahngleise und für die Versorgungsleitungen des Städtischen Betriebsamtes, des Telegraphenbauamtes und der Niedersächsischen Kraftwerke sind in der Zusammenstellung nicht enthalten, ferner nicht die Verwaltungskosten. Mit Einschluß aller dieser Ausgaben ergibt sich eine Gesamtbausumme von rd. 800 000 RM.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Eisenspundwand „Hoesch“ D. R. P.

Von Oberbaurat Lamp, Hamburg.

Seit Anfang 1928 wird von der Eisen- und Stahlwerk Hoesch AG. in Dortmund eine aus Z-förmigen Einzelprofilen zusammengesetzte eiserne Spundwand in den Handel gebracht. Die steigende Verwendung der Wand — sie ist bereits an hunderten von Baustellen ausgeführt worden — rechtfertigt eine nähere Untersuchung.

Die Verwendung Z-förmiger Einzelbohlen zur Herstellung wellenförmiger eiserner Spundwände ist nicht neu; sie ist in Deutschland namentlich durch die Lamp-Wand (Abb. 1) bekannt geworden. Diese Wand war schon vor dem Kriege vielfach eingeführt. Da sie in einem belgisch-luxemburgischen Werk gewalzt wurde, mußte ihre Herstellung mit Kriegsbeginn aufgegeben werden. Nach dem Kriege ist dann der Konstruktionsgedanke der Lamp-Wand von Hoesch wieder aufgenommen und durch eine zweckmäßige, als D. R. P. geschützte Materialanordnung in den Stegen sowie eine Verbesserung des Schlosses ausgestaltet worden.

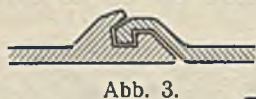
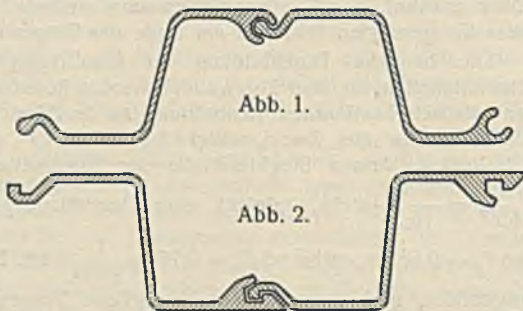
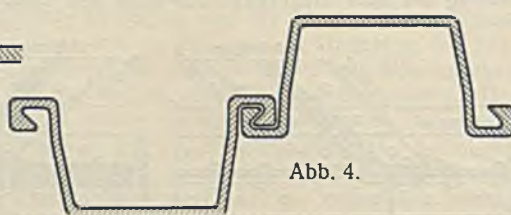
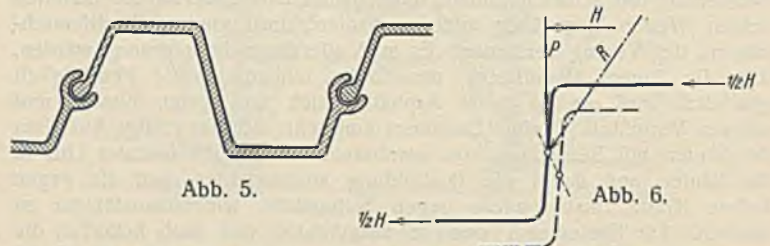


Abb. 2 zeigt die zusammengesetzte Wand, Abb. 3 in größerem Maßstabe das Schloß.



Die schwierige Kalibrierung des Profils mit diesem neuen Schloß ist der Herstellerin besonders gelungen. Die Verwendung Z-förmiger Eisen bei wellenförmiger Wand bietet bekanntlich den Vorteil, daß das auf die Wandachse bezogene Widerstandsmoment, wie es regelmäßig der Be-

rechnung zugrunde gelegt wird, mit mathematischer Sicherheit voll vorhanden ist. Voraussetzung hierfür ist allein, daß der Schwerpunkt der Einzelbohle in die Wandachse fällt. Der durch das Verbindungsschloß gegebene Zusammenhang der einzelnen Bohlen bedingt lediglich eine Drehung der Biegungsachse des Einzelprofils, bis sie mit der Wandachse zusammenfällt. Hier zeigt sich ein wesentlicher Unterschied gegenüber anders zusammengesetzten Wänden. Bei der Larssen-Wand (Abb. 4) z. B. wird eine parallele Verschiebung der Biegungsachse des Einzelprofils in die Wandachse erforderlich, damit sie als geschlossene Wand wirken kann, während die auf die Achse der Einzelbohlen bezogenen Widerstandsmomente summiert nur das 0,34- bis 0,45fache des angegebenen Katalogwertes erreichen¹⁾. Eine solche Verschiebung setzt das



Auftreten von Reibungskräften in den Verbindungsstellen der Einzelbohlen voraus, auf die nicht mit voller Sicherheit gerechnet werden kann. Bei der Wand der „Rothen Erde“ (Abb. 5) bedürfte es zwar auch nur einer Drehung der Biegungsachse der Einzelbohle bis zur Wandachse, um das auf letztere bezogene Widerstandsmoment zu erzielen, aber diese Drehung kann durch den Zusammenhang der einzelnen Bohlen nicht bewirkt werden, da sie alle in gleicher Richtung ausbiegen. So besitzt auch bei „Rothe Erde“ die Wand nur einen Teil des rechnerischen Widerstandsmoments (nach Lohmeyer a. a. O. etwa das 0,57fache des Katalogwertes). Bei der Hoesch-Wand dagegen wird durch die verschiedene Biegungsrichtung der benachbarten Bohlen ohne weiteres die erforderliche Drehung der Biegungsachse bedingt, die durch normal zur Längsachse der Bohle gerichtete reine Zug- und Druckkräfte bewirkt wird. Unter der Wirkung der an-

¹⁾ S. Lohmeyer, Bautechn. 1927, S. 28, 1. Spalte.

greifenden Last P (Abb. 6) hat die einzelne Bohle das Bestreben, in die punktierte Lage auszubiegen. Dem wirkt die Verbindung mit den Nachbarbohlen entgegen; sie wirkt an der belasteten Seite der Wand als Druck, an der freien Seite als Zug. Bei gleicher Belastung der Einzelbohlen sind beide Wirkungen gleich groß. Bezeichnet man jede als $\frac{1}{2} H$, so setzen sie sich zu einer in der Wandachse zu denkenden Kraft H zusammen. Diese wiederum ergibt mit der äußeren Kraft P eine resultierende R , die durch die Bedingung bestimmt ist, daß jede Bohle nur senkrecht zur Wandachse ausbiegen kann. Rechnerisch läßt sich also die Kraft H aus der Bedingung ermitteln, daß die in die Wandachse fallende Komponente der resultierenden Durchbiegung gleich Null sein muß.

Für die nachstehende Berechnung sei davon ausgegangen, daß die Last P sich nach einer dreieck- oder trapezförmigen Belastungsfläche über die freie Länge der Bohle verteilt. Ferner sei vorausgesetzt, daß die Bohle weder unten noch oben eingespannt ist, weil bei dieser Annahme die größte Durchbiegung, also auch der ungünstigste Wert für H sich ergeben muß. Die Kraft H ist entsprechend der Durchbiegung, die die Last P für sich allein in Richtung der Wandachse hervorrufen würde, über die Länge der Bohle verteilt zu denken. Bekanntlich stimmt bei der vorausgesetzten Belastung die größte Durchbiegung fast genau mit dem Großwert der Durchbiegung bei gleichförmiger Belastung überein und fällt auch nur unerheblich (um 0,0193 l) aus der Mitte heraus. Es werde deshalb mit einer für die vorliegende Untersuchung völlig genügenden Vereinfachung weiter angenommen, daß die Kraft H sich nach einer zur Trägermitte symmetrischen Parabel über die Länge der Bohlen verteilt. Bezeichnet man mit J_1 und J_{II} die Trägheitsmomente in bezug auf die beiden Hauptachsen des Profils, so ist bekanntlich die größte Durchbiegung (s. Abb. 7) in Richtung der kleinen Hauptachse

$$f_1 = 0,01304 \sin \alpha \cdot \frac{P l^3}{E J_{II}}$$

und in Richtung der großen Hauptachse

$$f_2 = 0,01304 \cos \alpha \cdot \frac{P l^3}{E J_1}$$

also die resultierende Durchbiegung in Richtung der Wandachse

$$f_w = f_2 \sin \alpha - f_1 \cos \alpha = 0,01304 \sin \alpha \cos \alpha \cdot \frac{P l^3}{E} \left(\frac{1}{J_1} - \frac{1}{J_{II}} \right).$$

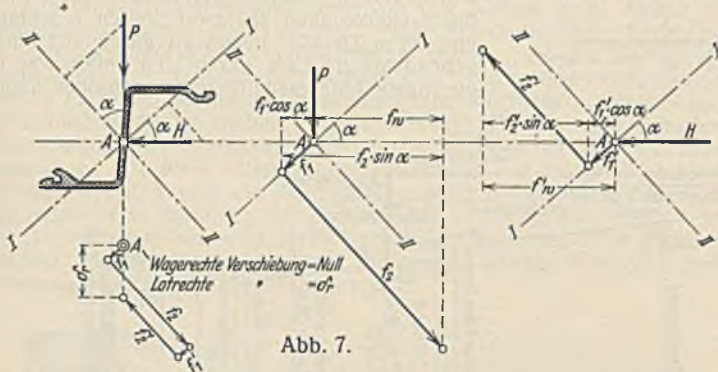


Abb. 7.

Zerlegt man in gleicher Weise die Kraft H nach den beiden Hauptachsen, so entsteht unter der Annahme parabolischer Lastverteilung, wie oben erwähnt,

$$f'_1 = \frac{61}{3840} \cos \alpha \cdot \frac{H l^3}{E J_{II}},$$

$$f'_2 = \frac{61}{3840} \sin \alpha \cdot \frac{H l^3}{E J_1}, \text{ und}$$

$$f'_w = f'_1 \cos \alpha + f'_2 \sin \alpha = \frac{61}{3840} \cdot \frac{H l^3}{E} \left(\frac{\cos^2 \alpha}{J_{II}} + \frac{\sin^2 \alpha}{J_1} \right).$$

Die Punkte, für die die Werte f_w und f'_w errechnet sind, fallen zwar nicht genau zusammen; trotzdem wird man die für f_w und f'_w gefundenen Werte mit genügender Annäherung einander gleich setzen können. Damit entsteht

$$H = 0,82 P \sin \alpha \cos \alpha \cdot \frac{J_{II} - J_1}{J_1 \cos^2 \alpha + J_{II} \sin^2 \alpha}$$

und, da

$$J_1 \cos^2 \alpha + J_{II} \sin^2 \alpha$$

gleich dem Trägheitsmoment J in bezug auf die Wandachse ist,

$$H = 0,82 P \sin \alpha \cos \alpha \cdot \frac{J_{II} - J_1}{J}$$

$$= 0,41 P \sin 2 \alpha \cdot \frac{J_{II} - J_1}{J}.$$

Nach der angenommenen parabolischen Verteilung der Kraft H über die Länge der Bohle hat der größte auf die Längeneinheit entfallende Teilwert von H den Wert

$$\Delta H = 1,5 \cdot \frac{H}{l},$$

woraus sich für den größten im Schloß auftretenden Zug oder Druck ergibt:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \Delta H &= 0,615 \cdot \frac{P}{l} \sin \alpha \cos \alpha \cdot \frac{J_{II} - J_1}{J} \\ &= 0,308 \cdot \frac{P}{l} \sin 2 \alpha \cdot \frac{J_{II} - J_1}{J}. \end{aligned}$$

Die Ausrechnung dieser Gleichung für bestimmte Fälle zeigt, daß für H im allgemeinen nur sehr geringe Werte in Frage kommen. Denkt man sich beispielsweise das Profil IV der Wand mit

$$J_1 = 2200 \text{ cm}^4, J_{II} = 22280 \text{ cm}^4, J = 11470 \text{ cm}^4, \alpha = 42^\circ 50'$$

bei einer freien Länge von 10 m mit 8,5 t belastet, so erhält man für die Stellen größten Druckes oder Zuges in jedem Schloß nur einen Wert von etwa 4,5 kg auf 1 cm Länge.

Damit ist erwiesen, daß die Verbindung der einzelnen Bohlen zu einer geschlossenen Wand, die sich nur rechtwinklig zur Wandachse durchbiegen kann, gesichert ist — hat doch bei vorgenommenen Versuchen das Schloß der Wand eine Belastung von 750 kg auf 1 cm Länge ohne jede Formänderung übertragen. Weiter ist aber dem Ergebnis der Rechnung zu entnehmen, daß die durch die besonderen Aufgaben des Schlosses entstehenden zusätzlichen Beanspruchungen neben den durch die äußere Belastung hervorgerufenen Spannungen so bedeutungslos sind, daß sie unbedenklich vernachlässigt werden können.

Durch diesen Nachweis treten die mit der Zusammensetzung einer Spundwand aus Z-förmigen Eisen verbundenen Vorteile, insbesondere die wirksame Anordnung des zur Schloßbildung erforderlichen Materials in möglichst großem Abstände von der Biegungsachse, in die richtige Beleuchtung. Hieraus folgt aber zugleich, daß die Hoesch-Wand das gleiche Widerstandsmoment wie andere Wände mit einem geringeren Materialaufwand erreichen kann. Die Verringerung in den Wandstärken hat nun freilich ihre Grenze in der Rostgefahr, die den Bestand einer Wand natürlich um so eher bedroht, je dünner einzelne Teile der Wand bemessen sind. Die Rostgefahr läßt sich aber bekanntlich durch Kupferzusatz zum Eisen herabsetzen.

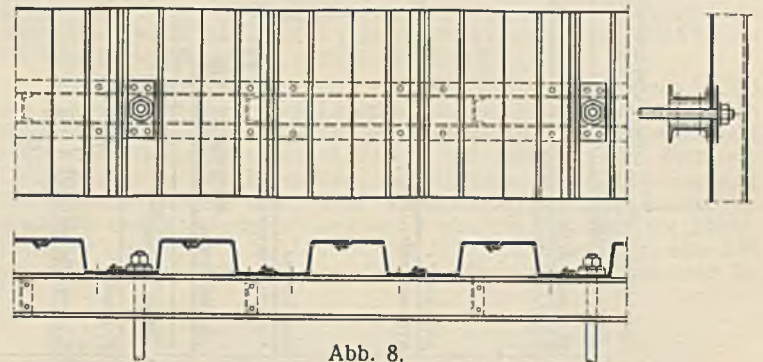


Abb. 8.

Die Brauchbarkeit einer eisernen Spundwand hängt aber nicht allein von statischen Erwägungen ab. Es kommt vielmehr auch darauf an, daß man sie praktisch verwenden und den vielseitigen Anforderungen der Praxis zweckmäßig mit ihr entsprechen kann. Was zunächst die Rammbarkeit betrifft, so ist ohne weiteres zu vermuten, daß die Hoesch-Wand, bei der je zwei zu einer symmetrischen Doppelbohle zusammengezogene Eisen gleichzeitig gerammt werden, sich ebenso gut rammen lasse, wie anders geformte Eisen. Die Erfahrung hat diese Vermutung bestätigt. Vielleicht ist es auf die symmetrische Lage der Doppelbohle unter der Rammhaube zurückzuführen, daß es bei der Hoesch-Wand bei sachgemäßer Rammung nicht erforderlich ist, zum Ausgleich entstandener Fehlneigung Keilbohlen zu verwenden, die natürlich den Arbeitsvorgang wesentlich erschweren und verteuern würden. Auch die Anbringung der erforderlichen Gurtungen bietet keine Schwierigkeiten. Für den nicht seltenen Fall, daß bei wechselnden Wasserständen, z. B. in Schleusen-kammern, ein vorderes Gurtisen nicht angebracht werden kann, weil eine vollkommen glatte Außenfläche gefordert wird, lassen sich die Bohlen an der hinten liegenden Gurtung sicher befestigen (s. Abb. 8). Die Lage der Anker ist in dieser Beziehung gleichgültig; sie sollen ja nicht die einzelne Bohle, sondern das Gurtisen halten. Man wird sie natürlich nicht durch das Schloß der Bohlen führen. Die Verwendung Z-förmiger Profile ermöglicht es, jedes einzelne Eisen unmittelbar mit dem Gurt zu verbinden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wasserkraftanlagen am mittleren und unteren Liri in Mittelitalien.

Von Dr. W. Wieser, Wien.

Der Liri, der im Apennin entspringt und nach Vereinigung mit dem Gari den Namen Garigliano führt und sich in den Golf von Gaëta ergießt, wird durch eine Anzahl von Kraftwerken auf einer günstigen Strecke zwischen Isola del Liri (Kote 260) und S. Giovanni Incarico

so daß in absehbarer Zeit der Fluß in seiner ganzen Länge zur Energie-lieferung herangezogen sein wird.

Wegen der ziemlich großen und gleichmäßigen Wasserführung, sowie wegen der günstigen Gefällverhältnisse ist der Liri schon seit langer Zeit von vielen Betrieben zur Kräfteerzeugung in allerdingen gänzlich veralteten kleinen Anlagen herangezogen worden, die nunmehr modernen Großkraftwerken weichen müssen.

Nach einem Bericht von Ing. Attilio Colombo im „L'Energia Elettrica“ vom Januar 1930 beträgt das Einzugsgebiet beim Kraftwerk Ceprano 1520 km², beim untersten Werk 3300 km². Die Anlagen am mittleren Liri sind für eine Wassermenge von 25 m³/sek bemessen, die während vier bis sechs Monate vorhanden ist und bei Niederwasser bloß auf die Hälfte zurückgeht. Den Abmessungen der Einbauten wurde eine höchste Hochwassermenge von 500 m³/sek zugrunde gelegt. Für die Kraftwerke am unteren Liri wurden folgende Angaben aus Messungen benutzt.

	Nutzwassermenge:			Größte Hochwassermenge m ³ /sek
	Größte	Kleinste	Jahresmittel	
Bei Ceprano . . .	45	12	22,5	600
„ Pontefiume . . .	82	14	32,3	1100

Das vorhandene Gefälle wurde in einer Anzahl von Werken verwendet, weil die Zusammenlegung infolge der örtlichen Verhältnisse nicht zweckmäßig erschien. Rücksicht mußte auch genommen werden auf die Kraftanlage der staatlichen Pulverfabrik, die in die Gruppe nicht einbezogen werden durfte. Auf der oberhalb liegenden Strecke wurden vier Kraftwerke Isola Liri Superiore (15 m Gefälle), Serelle (10 m), Fontecupe (27 m) und Fontana Liri (16 m) errichtet.

Auf der unteren Strecke — unterer Liri — wurde von der Società Meridionale di Elettricità die Kräfteerzeugung auf zwei Stellen beschränkt und 68 m Gefälle insgesamt ausgenutzt; maßgebend für die Lage der beiden Stufen war die günstigste Anlagemöglichkeit von großen Tages-



Abb. 1. Übersichtsplan.

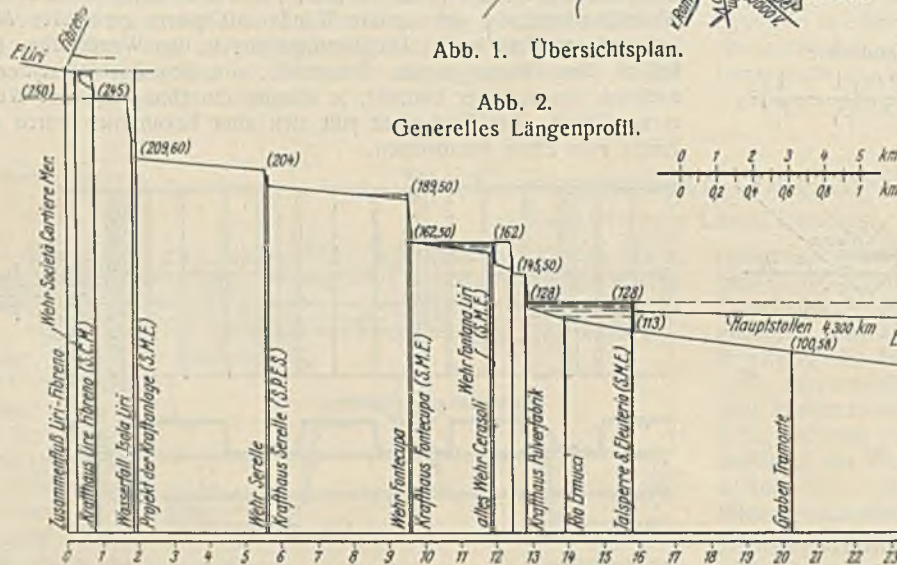


Abb. 2. Generelles Längenprofil.

(Kote 60) vollständig zur Energiegewinnung herangezogen. Unter 51 Konzessionswerbungen wurde den volkswirtschaftlich besten Lösungen der Società Idroelettrica Valle del Liri und der Società Mediterranea di Elettricità, der Vorzug gegeben. Die Verwertung des oberen Liri wird gegenwärtig studiert,

speichern, von denen der untere 8 km lang ist und 180 ha Oberfläche besitzt; das Gefälle beträgt dort 16 m. Das obere Werk verwertet 52 m Gefälle und besitzt zwei Speicherbecken, so daß diese beiden Kraftstufen die Energiedarbringung dem wechselnden Bedarf während eines Tages anpassen können.

Nach diesen allgemeinen Angaben, zu denen die Übersichtslagepläne (Abb. 1 u. 3) und das Längenprofil (Abb. 2) eine Ergänzung bilden, sollen die einzelnen Anlagen in der Reihenfolge ihrer Errichtung — von unten beginnend — beschrieben werden.

Als erstes Kraftwerk wurde das unterste nächst Pontefiume im Jahre 1925 dem Betrieb übergeben. Durch Errichtung einer Talsperre konnte ein Staubecken von 180 ha Fläche gewonnen werden. Infolge seiner Höhe ist das Absperrbauwerk, das als Schwergewichtsmauer ausgebildet ist, als Talsperre zu bezeichnen; die Krone wird jedoch wie bei einem Wehr bei Hochwasser überströmt; hierzu sind fünf Schützen von 5,5 m Lichtweite und 7 m Höhe zur Abfuhr von 1100 m³/sek vorgesehen. Die eigentliche Staumauer ist 40 m lang, samt den Flankenmauern 80 m; die größte Höhe über Fundamentsohle beträgt 31,50 m; der Inhalt der Mauer 20 000 m³.



Abb. 3. Lageplan der Anlagen am unteren Liri.

Der nutzbare Stauraum beträgt bei 1,50 m Absenkung $2\frac{1}{2}$ Mill. m³. Es hätte technisch keine Schwierigkeiten bereitet, einen größeren Speicherraum zu erzielen; infolge landwirtschaftlich wertvollen Grundes mußte jedoch der Stausee durch zwei seitliche Dämme eingengt werden. Diese

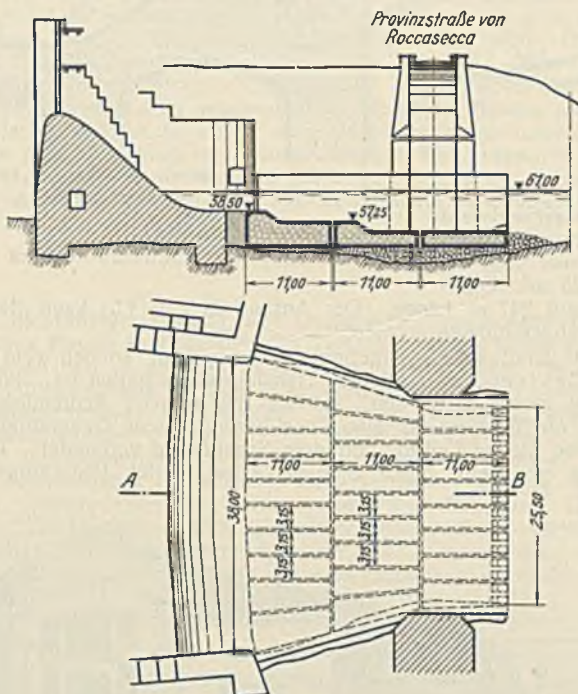


Abb. 4. Sturzboden der Staumauer Pontefiume.

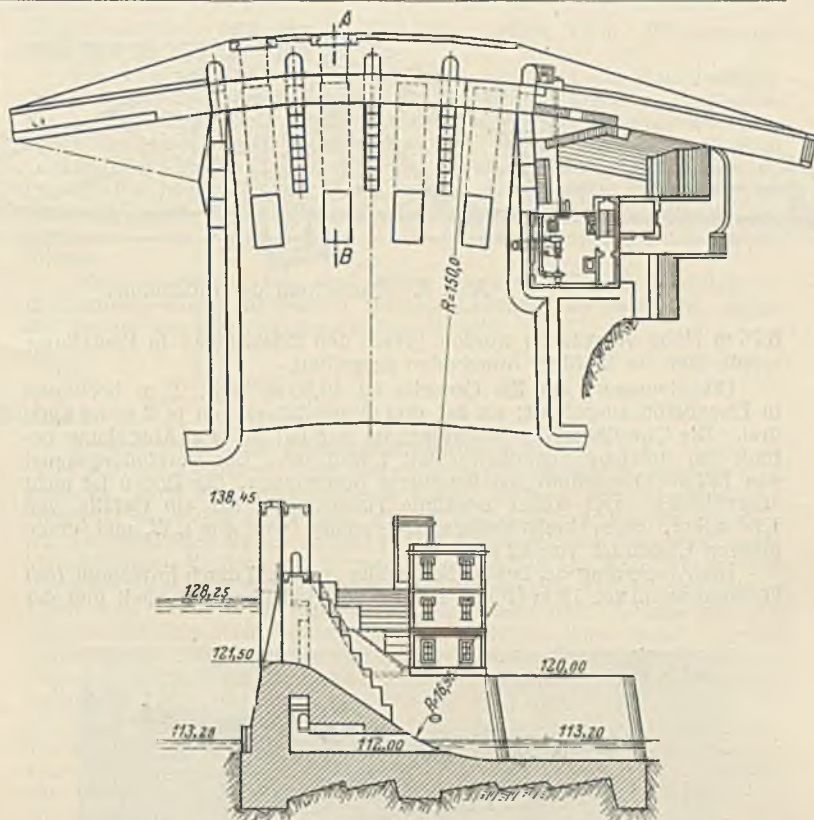


Abb. 6. Grundriß und Querschnitt der Staumauer am Liri bei S. Eleuterio.

Erdämme sind wasserseitig mit einem sogenannten Decauville-Panzer, bestehend aus Betonhohlsteinen, die durch ein verzinktes Drahtnetz gelenkig verbunden sind und den Setzungen des Erdammes ohne Schaden folgen können, geschützt.

Die großen Auskolkungen unterhalb des Wehres nach Ablauf der Hochwässer machten die Herstellung eines Sturzbettes erforderlich, als die erste Abhilfe sich als unzureichend erwies. Da der Betrieb des Kraftwerkes nicht unterbrochen werden durfte, die Niederwasserperiode aber zu kurz war, mußte die Herstellung des Sturzbodens unter Wasser auf besondere Art geschehen. Nachdem durch Taucher eine Schüttung planiert worden war, gelangten Eisenbetonschwimmkörper (Abb. 4 u. 5) zur Absenkung. Da diese allseitig geschlossen und mit einem Einsteigrohr versehen waren, konnte die Ausmauerung des Hohlraumes in freier Luft stattfinden. Das Entfernen der Einsteigrohre besorgten Taucher.

Die Malariagefahr wird durch gründliches Entfernen alles Pflanzenwuchses am Rande des Stausees bekämpft, hierzu wurden eigene Unterwasserschneidemaschinen angeschafft.

Das Krafthaus von 37 m auf 10 m enthält drei Turbogeneratoren und Hilfsmaschinen. Sein Fußboden liegt trotz der großen Saughöhe von 7 m unterhalb des höchsten Hochwasserstandes, weshalb der tiefer liegende Teil wasserdicht ausgeführt wurde. Von den drei Turbinen sind zwei Zwillings-, die dritte eine einfache Turbine im offenen Schacht; erstere leisten bei einer Schluckfähigkeit von 32 m³/sek und 16 m Gefälle 5000 PS, letztere die Hälfte davon. Die Siemensgeneratoren haben Leistungen von 4500 kVA bzw. 2250 kVA. Die gesamte Höchstleistung ist 8000 kW, die jährliche Energiedarbietung erreicht 25 Mill. kWh.

Das Kraftwerk Ceprano wird von zwei Stauseen, dem einen im Tal des Liri, dem anderen am Rio Canello gespeist, die untereinander durch einen Kanal verbunden sind. Der unterirdische Oberwasserkanal besteht aus zwei Stollenstrecken von 4,500 km und 1,360 km, die durch ein Doppelbecken in den Seitentälern der Wildbäche Rio S. Giacomo und Rio S. Rocco getrennt sind. Vom Wasserschloß führt ein Eisenbetondruckrohr zum Krafthaus, wo mit einem eisernen Hosenrohr die Zweigleitungen anschließen. Ein Druckstollen führt das Unterwasser zum Liri ab, wo das Staubecken von Pontefiume beginnt. Die Anlagen sind für

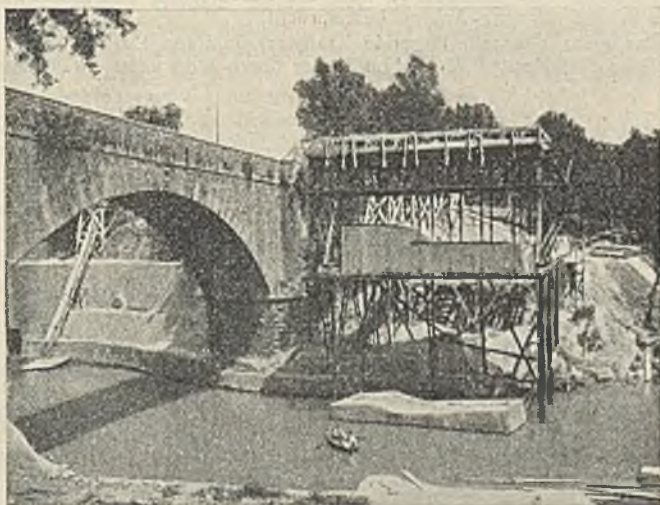


Abb. 5. Arbeiten beim Sturzboden. Ablassen eines Schwimmkörpers in Eisenbeton.

Die großen Mengen von Schwemmseln aus Abfällen von Fabriken werden durch ein schwimmendes Netz aufgefangen und von Zeit zu Zeit entfernt. Bevor diese Einrichtung geschaffen wurde, bildete sich vor den Schützen eine dichte Schicht, die fast begehbar war und die Betätigung der Schützen behinderte.

Der kurze Oberwasserkanal liegt auf der Hälfte seiner Länge im Stollen, der bei einem Querschnitt von 30 m² 84 m³/sek abzuführen hat.

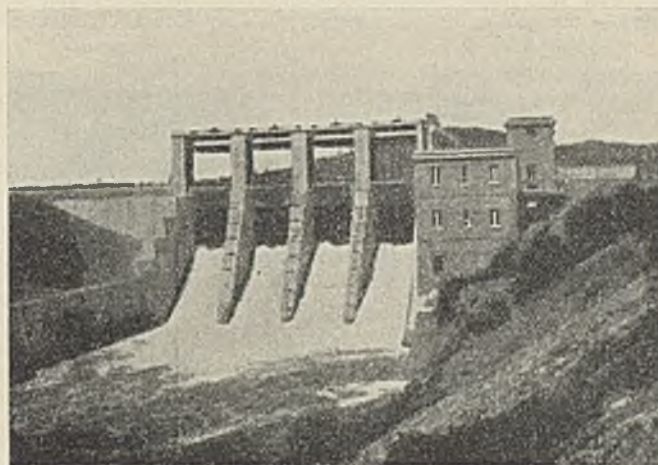


Abb. 7. Talsperre S. Eleuterio.

eine Wasserführung von 45 m³/sek bemessen; das Gefälle beträgt 52 m, der Nutzhalt der Speicherbecken 2 Mill. m³.

Die Staumauer wurde an der schmalsten Stelle des Tales, wo beiderseits fester Sandstein ansteht, als Schwergewichtmauer mit 18 000 m³ Mauer-Inhalt errichtet; ihre Gesamtlänge beträgt 86,50 m; der überströmbare Teil ist 31,50 m lang (Abb. 6 u. 7). Die Höhe der Krone über Fundamentsohle ist 32,45 m. Die Herdmauern greifen 6 m unter die Flußsohle. Zur Abführung der Hochwässer sind vier Schützen von je 6,50 m Breite und

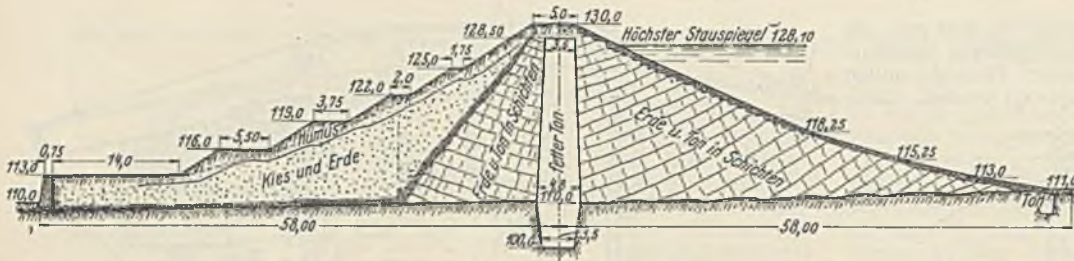


Abb. 8. Querschnitt der Erddämme.

6,75 m Höhe vorgesehen worden. Nach den Erfahrungen in Pontefiume wurde hier ein kräftiger Sturzboden ausgeführt.

Die Staumauer am Rio Cancellio ist 40,50 m lang, 22 m hoch und in Eisenbeton ausgeführt; sie hat drei Grundablässe von je 2 m im Quadrat. Die Oberfläche der Stauweiher ist 26,8 ha; bei 4 m Absenkung beträgt der nutzbare Stauinhalt somit 1 Milli. m³. Der Verbindungskanal von 133 m² Querschnitt hat betonierte Böschungen, der Boden ist nicht ausgekleidet. Der früher erwähnte Hauptstollen hat ein Gefälle von 1,18 m/km, einen kreisförmigen Querschnitt von 4 m l. W. und einen größten Überdruck von 12 m.

Die Absperrung der beiden Seitentäler geschieht durch Erddämme (mit Dichtungskern) von 18 m Höhe. Infolge der Bodenbeschaffenheit und der

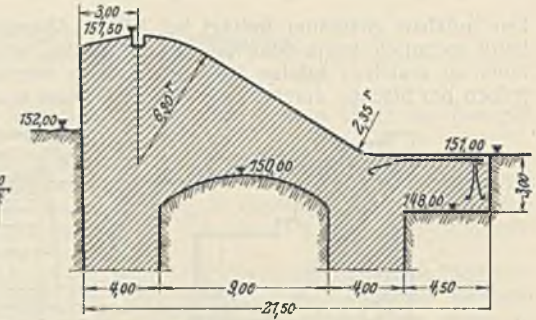


Abb. 11. Querschnitt des Stauwehrs Fontana Liri.

Unterwasserkanal steht bei Hochwasser unter Druck (max 5,50 m), hat 14,25 m² Querschnitt und 247 m Länge. Der Auslauf in den Liri kann durch eine Schütze abgeschlossen werden.

Beide Kraftwerke, Pontefiume und Ceprano, können vom Schalt-hause Ceprano, wo auch die Transformatorstation ist, durch Fernschaltung gesteuert werden, so daß das örtliche Bedienungspersonal lediglich die Wartung der Maschinen besorgt. Jede Generatorgruppe ist durch eine eigene Leitung mit dem Schalt-hause verbunden. Die Fernsteuerung geschieht durch Siemens-Apparate für Pontefiume, durch

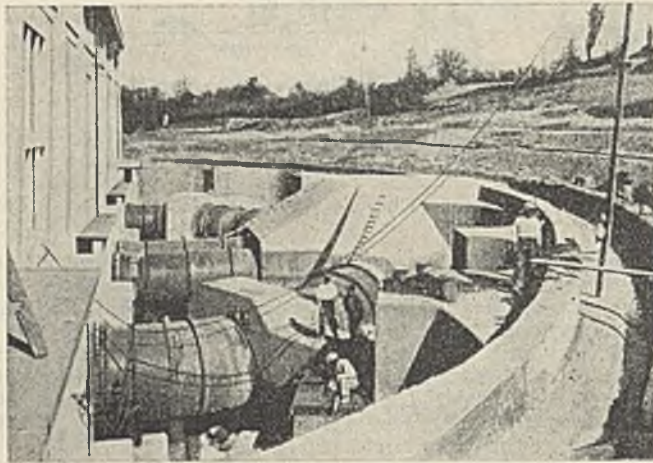


Abb. 9. Verteilungsblock und Zweigleitungen in Eisen.

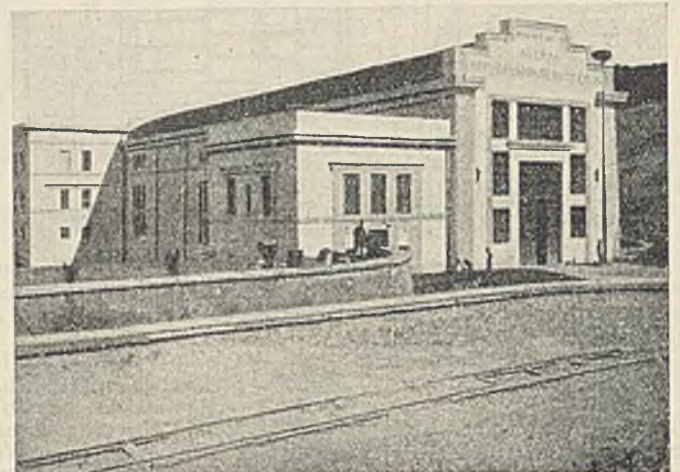


Abb. 10. Krafthaus Ceprano.

großen Länge dieser Absperrbauwerke wurde diese in Italien ungewöhnliche Bauweise gewählt (Abb. 8). Die Gesamtlänge ist 440,72 m, die größte Sohlenbreite 116 m, die größte Höhe über Gelände 20 m. Die beiden Stauweiher haben bei 24 ha Oberfläche und 9 m Absenkung einen Nutzinhalt von 1 150 000 m³. Der zum Wasserschloß führende Druckstollen hat 4,30 m Durchm. und 17 m Überdruck. Das zylindrische Wasserschloß hat 12 m Durchm. und ein Expansionsbecken von 3000 m³ Inhalt. Von dort führt eine Eisenbetondruckrohrleitung¹⁾ von 3,80 m Durchm. — die größte bisher ausgeführte — zu einem Verteilungsblock

Apparate von Brown Boveri & Co. für Ceprano. Als Übertragungsspannung der Fernleitungen nach Rom und Neapel wurde 60 000 V gewählt, die Ortsnetzleitung hat 20 000 V Spannung, die Leitung für Eigenbedarf 5000 V.

Die Kraftwerke am mittleren Liri, also oberhalb der staatlichen Pulverfabrik, sind Laufwerke, weil die Pulverfabrik den ganzen natürlichen Abfluß für ihre Anlage beansprucht.

Das erste oberhalb liegende Kraftwerk Fontana Liri verwertet eine natürliche Gefällstufe, die schon früher durch eine veraltete Anlage der

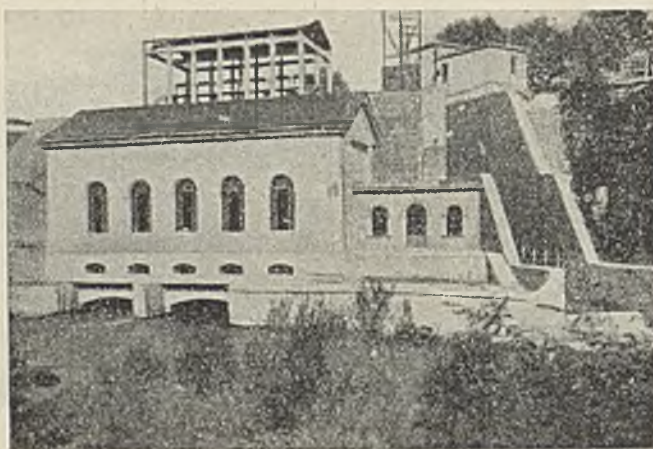


Abb. 12. Krafthaus Fontana Liri.



Abb. 13. Krafthaus Serelle.

beim Kraft-hause, von wo vier eiserne Rohre das Wasser den Turbinen zuführen, zwei haben 2,50 m, zwei 2,20 m Durchm. (Abb. 9).

Das Kraft-haus (Abb. 10) ist 60 m lang und 13 m breit, und enthält drei Turbogeneratorapparate, zwei zu 6000 PS und einen zu 10 000 PS. Der

¹⁾ Eine genaue Beschreibung dieser bemerkenswerten Ausführung enthält das Aprilheft der „Energia Elettrica“ 1928.

Papierfabrik Cerasoli ausgenutzt worden war. Durch Erhöhung des alten Wehrs wurde ein Gefälle von 16 m erzielt (Abb. 11). Die größte nutzbare Wassermenge ist 25 m³/sek, so daß 4000 PS gewonnen werden können. Diese kleinere Anlage ist durch ihre überaus billige Bauweise bemerkenswert (Abb. 12). Das Wehr (Staumauer) ist eine Schwerkemauer aus Stampfbeton. Zur Abfuhr der Hochwässer dient ein selbsttätiger Verschuß von 17 m Breite und eine Schütze von 8 m Breite; ersterer wurde von der

Société des Barrages automatiques erbaut. Die drei Turbinen sind mit den Generatoren unmittelbar gekuppelt; Leistung 1800 kVA bei 6000 V Spannung. Von ihnen führen getrennte Leitungen zum Schalthause Fontecupa.

Die Kraftanlage Fontecupa verwertet einen Wasserfall von 26 m Höhe. Bei einer Schluckfähigkeit seiner Turbinen von 25 m³/sek beträgt die Leistung 7000 PS, die in drei Aggregaten erzeugt wird. Der Strom wird auf 22 000 V transformiert.

Günstige Vorbedingungen ermöglichten auch die Herstellung der Kraftanlage Serelle zu außerordentlich niedrigen Preisen, wobei jetzt das Fünffache an Leistung erzielt wird als früher mit mehreren kleinen, veralteten Anlagen. Auch hier wurde ein altes Wehr verwertet und nur angepaßt, ebenso alte Kanäle und Flußarme, so daß die Hauptarbeiten sich auf das Krafthaus (Abb. 13) und den Einlauf beschränkten. Zwei

Turbogeneratoren erzeugen je 1000 kW. Gefälle 10 m, Wassermenge 25 m³/sek.

Die oberste Kraftanlage Liri-Fibreno verwertet die Wassermengen zweier Gewässer, nämlich des Liri und des Fibreno in einem Kraftthause. Sie ersetzt 15 veraltete, kleine Anlagen; auch hier konnten alte Bauwerke teilweise wieder verwendet werden. Vom Fibreno sind 23,50 m Gefälle, vom Liri nur 15 m ausgenutzt; die Aggregate haben eine Leistung von 720 kW bzw. 1440 kW; die Spannung beträgt 3000 V. Mit dieser Spannung wird die Energie von der Società Cartiere Meridionale abgenommen, der übrige Teil in der Transformatorstation Serelle transformiert.

Dieses Kraftwerk soll nach einem Plane der Società Mediterranea di Elettricità ausgebaut werden auf eine Leistung von 10 000 PS, wobei ein Gefälle von 50 m ausgenutzt werden soll.

Vermischtes.

Die diesjährige Tagung des Deutschen Ausschusses für wirtschaftliches Bauen in Köln¹⁾ ist mit Rücksicht auf die Reichswohnungskonferenz auf den 13. und 14. Oktober verschoben worden. Es sind nunmehr endgültig folgende Vorträge in Aussicht genommen: 1. „Stahlskelettbau im Wohnungsbau“, Prof. Dr.-Ing. Siedler, Berlin, 2. „Beton skelettbau im Wohnungsbau“, Prof. Dr.-Ing. chr. Rühl, Darmstadt, 3. „Holzskelettbau im Wohnungsbau“, Prof. Schmittthener, Stuttgart, 4. „Bewertung verschiedener Bauweisen“, Reg.-Baumeister Dr.-Ing. Triebel, Berlin, 5. „Massivdecken im Wohnungsbau“, Reg.-Baumeister Gerlach, Berlin, 6. „Die Decken- und Estrich-Konstruktionen der Versuchssiedlung „Bletigheim“, Film mit Erläuterungen von Prof. Keuerleber, Stuttgart, 7. „Die neuesten Untersuchungen auf dem Gebiete des Schalles und der Erschütterungen in Wohngebäuden“, Dr. Reiher, Stuttgart, 8. „Die Möglichkeit und Bedeutung der Winterarbeit im Baugewerbe“, Min.-Rat Dr. Schmidt, Berlin.

Umbau der Sophienbrücke in Bamberg. Die Stadt Bamberg besitzt für ihre Hauptverkehrsader, nämlich Zufahrtstraße vom Bahnhof zur Stadt, in der Sophienbrücke eine Fachwerkbrücke von historischer Bedeutung. Diese Brücke hat 28 + 54 + 28 m-Öffnungen und wurde 1866 nach dem Entwurf von Prof. Gerber als erste Straßenbrücke mit „Gerber-Trägern“ erbaut. Sie hat zwischen den beiden Tragwänden eine Fahrbahn von nur 5,4 m und zwei Gehwege von je 1,7 m Breite. Sowohl wegen dieser geringen Breite als auch wegen ihrer unzulänglichen Tragfähigkeit hat sie schon längst ausgedient, wenn auch die Eisenkonstruktion sich noch heute in tadellosem Zustande befindet. Die Stadt wandte sich nun an hervorragende Brückenbauanstalten mit dem Ersuchen, Vorschläge über einen Umbau zu machen, und hierauf sind ausführliche Abhandlungen eingelaufen, die beweisen, daß mit einem Kostenbetrag von ungefähr 250 000 RM wohl eine Verstärkung zu einer Brücke II. Klasse, aber keine Verbreiterung möglich wäre. Mit Rücksicht auf die geringe Breite und die unzulängliche Tragfähigkeit wäre aber ein solcher Umbau als nutzlos zu bezeichnen, und es wird deshalb weiter empfohlen, die Brücke in ihrem jetzigen Zustande zu belassen, bis Mittel zu einem Neubau, der auf mindestens 2 000 000 RM zu veranschlagen ist, vorhanden sind.

Da nun die Stadt über diesen Betrag in absehbarer Zeit nicht verfügen wird, so bedeutet diese Auskunft eine um so schwerer wiegende Brückensperre, als auch die beiden übrigen Brücken, die zur Umleitung in Frage kommen könnten, schon jetzt, da ebenfalls zu schmal, kaum den Verkehr aufnehmen können, und auch in bezug auf Tragfähigkeit den neuzeitlichen Verkehrsanforderungen nicht gewachsen sind. Man entschloß sich daher zunächst zu einer Sperre für alle Fahrzeuge, die ein größeres Gewicht als 6 t haben, und hat sich in der Suche nach einer geeigneten Lösung an den bekannten Brückenbauer Oberbaurat Dr. Fritz v. Emperger, Wien, gewendet, mit der Anfrage, ob eine Verstärkung in Eisenbeton möglich wäre.

Sein Vorschlag lautete in Kürze: Verstärkung der Zugglieder des Fachwerks durch Anschweißung von Zulageeisen; Verstärkung der Druckglieder durch Einbetonierung und Umwandlung der ganzen Brücke in einen Gerberträger aus Eisenbeton. Auf diese Weise ist es möglich, nicht nur eine Brücke I. Klasse aus diesem Bauwerk herzustellen, sondern auch die so nötige Verbreiterung auszuführen. Dies geschieht mit Hilfe der Aufbetonierung einer Eisenbetonplatte unter gleichzeitiger Verstärkung der Fahrbahn, wodurch eine Vergrößerung der statischen Höhe in dem vorhandenen Netz von I-Trägern erzielt wird. Im Anschluß daran werden zwei Gehsteige als Kragplatten von je 2,5 m Ausladung angebracht. Die Fahrbahn wird auf diese Weise auf 8,8 m verbreitert.

Das erfreulichste Ergebnis dieser Anordnung besteht aber darin, daß sich die Kosten des Umbaus bzw. des Ausbaus zu einer neuzeitlichen, allen Verkehrsanforderungen genügenden und neuwertigen Brücke auf noch nicht 300 000 RM belaufen, also einen Betrag, der innerhalb der Reichweite der städtischen Finanzen liegt, was eine rasche Durchführung der Bauarbeiten erlaubt.

Der Stadtrat von Bamberg hat bereits die erforderlichen Verträge mit Oberbaurat Dr. Fritz v. Emperger abgeschlossen, und die Vorarbeiten für diesen neuzeitlichen Umbau sind schon in Angriff genommen. Wir werden später über seine Durchführung weiter berichten und bemerken nur noch, daß hier eine erfreuliche Benutzung des neuesten Hilfsmittels des Stahlbaues, nämlich Lichtbogenschweißtechnik, in Verbindung mit dem Eisenbetonbau vorliegt.

Oberingenieur Otto Kilp, Bamberg.

Schutzanstrich für Eisenkonstruktionen.¹⁾ Wie G. W. Mollé in einer von der Overhead Lines Association veranstalteten Aussprache u. a. ausführte, muß eine zu streichende Fläche trocken, rein, staubfrei und möglichst ein wenig warm sein, was im Freien sehr schwer zu erreichen ist. Gewöhnliches Wasser enthält in der Regel gelösten Sauerstoff sowie kleine Mengen Kohlen- und Schwefelsäure, so daß ein Wassertropfen alle Voraussetzungen für die Korrosion von Eisen schafft. Gewöhnlich werden Eisen- und Stahlteile für einen Anstrich entweder durch Beizen oder mit dem Sandstrahlgebläse vorbereitet. Beim Beizen kann jedoch in den Poren des Metalls Säure zurückbleiben. Das Sandstrahlgebläse wird in England bei Stahlkonstruktionen nicht viel benutzt, ist jedoch um so beliebter in Amerika. Häufiger werden in England Drahtbürsten angewendet, doch gehen die Ansichten über die Zulänglichkeit eines solchen Verfahrens auseinander. Ein Anstrich sollte nicht bei feuchter Witterung ausgeführt werden, da dann die Oberflächenkondensation die Lebensdauer und Witterungsbeständigkeit des Films vermindert. Verzinkte Flächen müssen leicht aufgeraut und hinterher gut gereinigt werden. Über die Wirkung von Erschütterungen auf einen Anstrich ist nichts Näheres bekannt. Derartige Versuche werden jetzt von der Research Association of British Paint, Colour and Varnish Manufacturers unternommen.

Friend hat bezüglich der Anstriche für Eisenkonstruktionen folgende Sätze aufgestellt: 1. Ein Pigmentzusatz erhöht die Schutzwirkung des Öls, bis ein gewisser Punkt erreicht ist, worauf ein weiterer Zusatz verschlechternd wirkt. 2. Leinöl dehnt sich beim Erhärten aus, doch verursacht dann die weitere Oxydation eine Volumenverringering, die zu Rissebildung führt. 3. Ein dicker Farbüberzug schützt besser als ein dünner, doch erhält man die besten Ergebnisse mit einer Reihe von ganz dünnen Überzügen. 4. Unter sonst gleichen Voraussetzungen sind Farben, die schwarze oder rote Pigmente enthalten, am dauerhaftesten, da sie die kürzeren Lichtwellen absorbieren. 5. Eisenkonstruktionen sollten mit noch anhaftendem Zunder, aber nach Abkratzen von losen Schüppchen und Rost gestrichen werden. Eine gute Farbe enthält keine korrodierenden Stoffe, ist ungiftig, wird von den ultravioletten Strahlen nicht angegriffen und ruft auf Metall keine galvanischen Vorgänge hervor. Unter dem Gesichtspunkte der Korrosion kann man drei Gruppen von Pigmenten unterscheiden: 1. Pigmente, die der Korrosion entschieden entgegenwirken, wie Bleiglätte, Bleimennige, Bleisulfat, Bleiweiß, Zinkweiß und die Chromverbindungen (basisches Bleichromat, normales Bleichromat und Zinkchromat); 2. neutrale Pigmente, die Korrosion weder verursachen noch verhindern: Eisenoxyd, Kaolin, Kieselsäure, Talk und Bariumsulfat, und 3. solche, die beim Inberührungkommen mit Stahl eine rasche Korrosion verursachen: Graphit, (Natur-) Gasruß und Lampenruß.

Unter dem Einfluß von Salzwasser löst sich bisweilen die Farbe in großen Stücken ab. Befindet sich nämlich auf einem mit einem mangelhaften Farbüberzug versehenen Stahlstück ein Salzwassertropfen, so bildet sich an den Rändern des Tropfens Natriumhydroxyd, wodurch unter Umständen der Überzug verändert bzw. losgelöst wird. Die Wirkung reicht dabei weit über die von dem Tropfen bedeckte Fläche hinaus. Ein solches Sichabschälen der Farbe tritt jedoch nur bei einer leichten Porosität oder sonstigen Mangelhaftigkeit des Anstrichs auf; auch werden dicke Überzüge weniger betroffen als dünne. Zusatz von Kopal soll bei einem Leinollack den Übelstand verhüten. Bei Untersuchungen, die U. R. Evans mit Aluminiumfarbe auf Stahl anstellte, zeigte es sich, daß das Metall nahe der Wasserlinie frei von Korrosion blieb, der Anstrich jedoch vollständig zerstört wurde. Bei vielen Öllacken und auch manchen Farben bewirkt ein 24 Stunden oder selbst kürzere Zeit auf der Oberfläche sitzender einzelner Tropfen von 1/2 N-NaCl-Lösung eine solch weitgehende Erweichung des Überzuges, daß sich dieser beim Reiben mit dem Finger ablöst. Der Angriff beginnt dabei stets bei einem Nadelloch, das vielleicht so klein sein kann, daß es nur mit einem Mikroskop zu sehen ist. Die besten Ergebnisse erzielt man mit mehreren Überzügen von handelsüblicher Farbe nach vorherigem Auftragen von Bleimennige. Letztere hält das Eisen passiv und verhütet die Verletzung des unsichtbaren Oxydfilms. Hinsichtlich der Wirksamkeit der neuerdings benutzten Aluminiumbronzenfarben gehen die Ansichten auseinander. Nach Dr. J. D. Edwards von der Aluminum Company of America ist Aluminiumbronze nichtleitend und neutral, während bei einem Versuch von U. R. Evans mit einer 1/10 N-NaCl-Lösung die unter einem Aluminium-

¹⁾ „The Oil and Colour Trades Journal“, London, Vol. LXXVII, Nr. 1650 v. 30. Mai 1930, S. 1724 bis 1726.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 37, S. 559.

bronze-Überzug liegende Stahlfläche schnell zerfressen wurde, obwohl die Farbhülle ihre ursprüngliche Form bewahrte.

In der Aussprache bemerkte T. Rich, bei der Southern Railway würden zur Vermeidung des häufigen Neuanstrichs gewisse Träger oben 1 1/2 Zoll (= 3,8 cm) stark mit einer bituminösen Farbe bedeckt, so daß die Nieten nicht mehr zu sehen seien. Merkwürdigerweise begünstigten Lampenruß und Gasruß die Korrosion. Trotzdem dienten sie aber als Grundmaterial für viele bituminöse Farben.

S. D. Rudkin meinte, daß in Kürze gewisse Farben auf den Markt kommen würden, die gegenüber den jetzt erhältlichen einen großen Fortschritt bedeuteten. Seine Erfahrungen mit bituminösen Farben seien unbefriedigend gewesen, da diese die Neigung hätten, nach etwa einem Jahre rissig zu werden und abzublättern. Sehr gute Ergebnisse habe er mit einer „Stahlfarbe“ erzielt. Die Eisenbahnen befolgten seit vielen Jahren mit einem gewissen Erfolg die Praxis, Stahlkonstruktionen erst mit einem aus Bleimennige oder Bleiglätte bestehenden Grundierüberzug und darüber noch mit einem Decküberzug zu versehen.

G. W. Mollie bemerkte zum Schluß, daß er in Indien bei einigen tausend Meilen Telephon- und Telegraphenleitungen nicht einen einzigen Holzmast gehabt habe, und daß sich in diesem Falle eine schwarze bituminöse Farbe am besten bewährt habe. In der Nähe der See sei jedoch nahezu alles so gut wie nutzlos gewesen. Hier habe sich jede Farbe abgeschält. Mr. Bennett von der Firma Griffiths Bros. & Co, Ltd., habe für den Anstrich von Leitungsmasten die Verwendung einer aus Bakelit hergestellten Spritzpistole vorgeschlagen, die man nötigenfalls an einer Stange befestigen und in sicherer Entfernung von der Leitung handhaben könne. Nach seiner Ansicht dürfte jedoch ein solcher Vorschlag schwer zu verwirklichen sein.

Manschke, Kiel.

Fluß in der Nähe seiner Einmündung in den Columbia. Nach Eng. News-Rec. vom 13. Februar 1930 ist diese Brücke, die den Namen St.-Johns-Brücke erhalten hat, mit besonderer Rücksicht auf eine gute architektonische Wirkung ausgebildet. Die Hauptöffnung des als Hängebrücke ausgebildeten mittleren Teiles spannt sich 368 m frei über die Schiffahrtrinne. Der Untergurt des Versteifungsträgers verläuft 62,5 m über NW, während die Turmspitzen 125 m hinaufreichen. Die Stahlpfeiler der mittleren Öffnungen sowie auch die Eisenbetonpfeiler der seitlichen Brückenkenden haben hohe Spitzbögen als Motive erhalten. Einige Einzelheiten der Stahlkonstruktion und das System der Brücke zeigt Abb. 1.

Die Kabel werden in ähnlicher Weise ausgebildet, wie bei der im Jahre 1928 erbauten Grand'-Merc-Brücke in Quebec, die etwa über 290 m frei gespannt ist.²⁾ Besondere Sorgfalt mußte bei der Ausbildung der Kabelsättel wegen der hohen Lagerpressung angewendet werden.

Aus Abb. 2 sind diese Lagerkonstruktionen ersichtlich. Die unter die Brücke hinunterlaufenden östlichen Kabelenden greifen mittels Augenstangen an hohlen Eisenbetonkammern an, die durch Sandfüllungen beschwert sind und auf Eisenbetonpfählen ruhen. Die westliche Kabelverankerung ist in einen Stollen des Uferfelsens gelegt, über dem die Pfeiler 14 und 15 der seitlichen Öffnungen stehen.

Die Haupttürme, die, wie aus Abb. 3 ersichtlich, in besonders bemerkenswerter Form ausgebildet sind, bestehen aus „Medium-Carbon-Stahl“ ebenso wie die Füllstäbe des Versteifungsträgers, dessen Höhenabmessung 1/67 der Hauptspannweite ist. Die Gurte des Versteifungsträgers bestehen dagegen aus Siliziumstahl von hoher Festigkeit.

Die vertraglichen Baukosten sollten 3 222 206,20 \$ betragen. Zs.

Ein amerikanischer Bagger zum Ausheben von Gräben und kleiner Fundamentgruben. Der Bagger (Abb. 1 u. 2, S. 585), der sich in wesentlichen Punkten von den bekannten Geräten dieser Art unterscheidet, dient zum Ausheben von Gräben aller Art. Infolge der senkrecht stehenden Eimerleiter lassen sich nicht nur Gräben bis zu 3 m kleinstem Halbmesser, sondern auch einzelne Löcher oder Gruben für Maste herstellen, falls der Boden nicht zu schwer ist. Je nach der Größe eines solchen von der Barber-Greene Co., Aurora (Illinois USA.), gebauten Baggers lassen sich Gräben oder Gruben von 1,22 bis 2,52 m Tiefe anlegen, deren Breite je nach Größe der auswechselbaren Eimer zwischen 0,30 und 0,89 m liegt. Bei der kleinsten Art ist die Eimerleiter seitlich verschiebbar, damit der Graben möglichst nahe an Häusern, Bäumen usw. vorbei gezogen werden kann. Gestrüpp usw. brauchen auf dem Gelände vor Beginn der Arbeiten nicht entfernt zu werden, da diese Bagger solche Hindernisse ohne weiteres nehmen.

Jedes der beiden Raupenbänder a (Abb. 2), auf denen der Bagger läuft, ist unabhängig gekuppelt, so daß sich eine große Wendefähigkeit ergibt. Das genietete Traggerüst b, in das der Antriebmotor c, das Getriebe d und die Eimerleiter e mit der Abwurfvorrichtung eingebaut sind, ruht in drei punktförmigen Unterstützungen auf den Raupenbändern. Die oben an zwei Schwenkarmen und unten mit zwei Führungsarmen befestigte, senkrechte Eimerleiter e hängt auf beiden Seiten an zwei Stahlrossen, die über ein Windwerk g zum Heben und Senken der Eimerleiter gehen. Die Eimer haben auswechselbare Zähne h und besondere Auswurfschaufeln i, damit auch der klebrigste Boden restlos in die Abwurf-

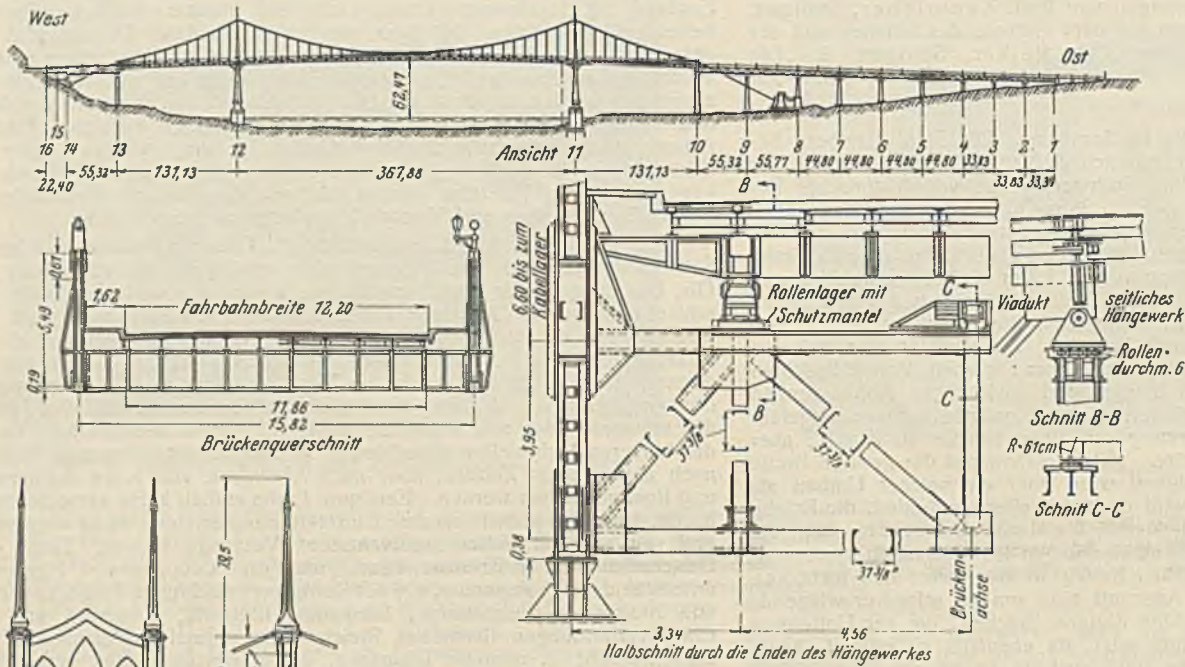


Abb. 1.

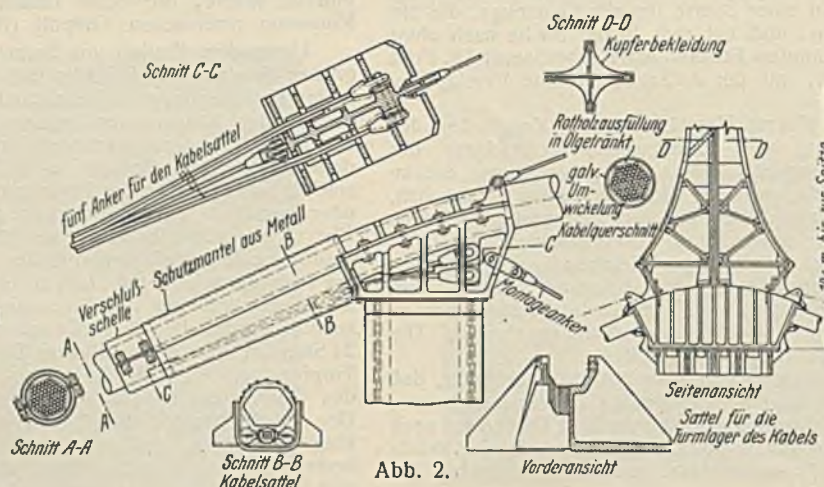


Abb. 2.

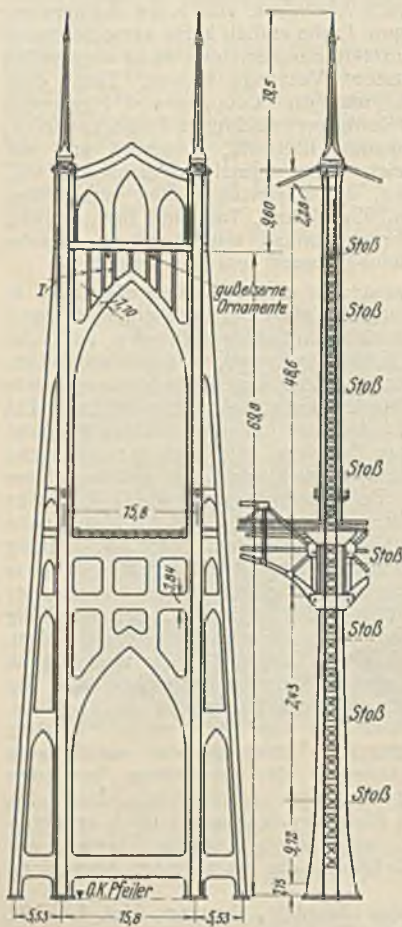


Abb. 3.

Kabelbrücke in Portland, Oregon.¹⁾ In Portland, Oregon, wird gegenwärtig über den Willamette-Fluß die siebente Brücke gebaut. Sie ist die nördlichste und überquert den

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 42, S. 660.

Fluß in der Nähe seiner Einmündung in den Columbia. Nach Eng. News-Rec. vom 13. Februar 1930 ist diese Brücke, die den Namen St.-Johns-Brücke erhalten hat, mit besonderer Rücksicht auf eine gute architektonische Wirkung ausgebildet. Die Hauptöffnung des als Hängebrücke ausgebildeten mittleren Teiles spannt sich 368 m frei über die Schiffahrtrinne. Der Untergurt des Versteifungsträgers verläuft 62,5 m über NW, während die Turmspitzen 125 m hinaufreichen. Die Stahlpfeiler der mittleren Öffnungen sowie auch die Eisenbetonpfeiler der seitlichen Brückenkenden haben hohe Spitzbögen als Motive erhalten. Einige Einzelheiten der Stahlkonstruktion und das System der Brücke zeigt Abb. 1.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 24, S. 358.

vorrichtung gegeben wird. Hinter der Eimerleiter befindet sich ein Schleppschaber *k*, der die Streuerde den Eimern wieder zuführt und die Grabensohle ebnet. Die Abwurfvorrichtung mit dem eingebauten Förderband *l* kann nach beiden Seiten verschoben werden. In der Eimerleiter ist eine nach der Größe des Grabwiderstandes einstellbare Kupplung angebracht, die die Eimerkette beim Antreffen zu großer Hindernisse stillsetzt. In diesen Fällen muß das Fahrwerk des Baggers ausgerückt, die Eimerleiter hochgezogen und über das Hindernis weggefahren werden.

Die Grabgeschwindigkeiten liegen je nach Ausführung, Bodenart und im Boden auftretenden Hindernissen zwischen 0,25 und 2,44 oder zwischen 0,25 und 3,33 m/sek. In diesen Grenzen sind 20 bis 30 verschiedene Grabgeschwindigkeiten einstellbar. Der Vierzylinder-Vergasermotor zum Antriebe leistet je nach der Bauart des Baggers 40 bis 50 PS. Bei dem Baggergewicht von 8000 bis 9000 kg ist der spezifische Boden- druck unter den Raupenbändern rd. 0,6 kg/cm². Die Fahrgeschwindig-

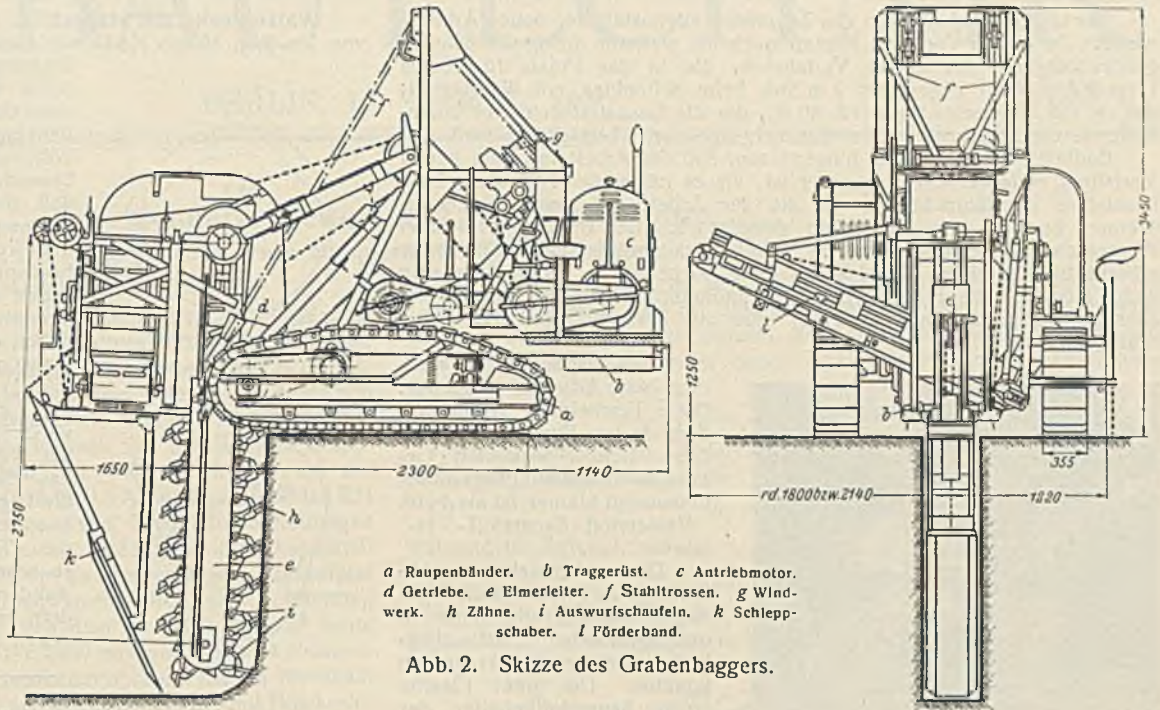


Abb. 2. Skizze des Grabenbaggers.

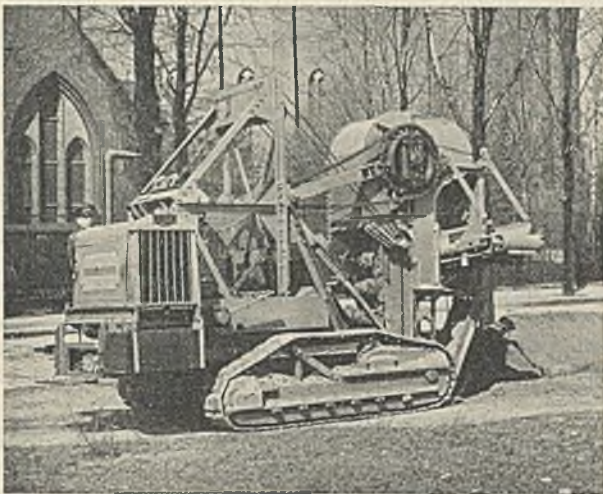


Abb. 1. Ansicht des Grabenbaggers.

keiten betragen 20, 27 und 55 m/min. — In Deutschland werden solche Bagger von den Berliner Städt. Elektrizitätswerken und der Leitungsbau G. m. b. H., Essen, verwendet.

Das neue Unterwasserschneidverfahren mit flüssigen Brennstoffen stellt eine sowohl technisch als auch wirtschaftlich gleich bedeutende Weiterentwicklung der Unterwasserschneidetechnik dar. Das neue Verfahren benutzt zum eigentlichen Schneiden Sauerstoff, erfordert aber zur Erhitzung der Schnittstelle, im Gegensatz zum Wasserstoffverfahren, irgendeinen im Handel vorkommenden Brennstoff, wie z. B. Benzol, Benzin, Benzolspiritus, Solventnaphtha, Petroleum, Gasolin usw., sofern er vergast werden kann. Die Verwendung von Wasserstoff entfällt somit ganz. Die Arbeitsweise ist folgende:

Der flüssige Brennstoff wird unter Druck aus seinem Behälter, der sich über Wasser befindet, dem Brenner, durch einen Schlauch zugeführt, wo er geheizten Vergasungsräumen zuströmt, die ringförmig um den Heizraum im Brenner angeordnet sind. Die Erwärmung dieser Räume geschieht durch elektrische Heizelemente; die Stromquelle befindet sich über Wasser.

In den Vergasungsräumen herrscht eine Temperatur von mehreren hundert Grad C, so daß der zugeleitete flüssige Brennstoff nicht nur in Dampfform übergeht, sondern außerdem so hoch überhitzt wird, daß er die Eigenschaft eines Gases annimmt und trocken und farblos unter Druck in das Brennermundstück strömt.

Im Brennermundstück wird der vergaste Brennstoff mit dem Sauerstoff, der aus einer Sauerstoffflasche über Wasser zugeleitet wird, gemischt. Die Konstruktion ist so ausgebildet, daß ein gleichmäßiges Gasgemisch entsteht. Vor dem Eintritt in das Brennermundstück durchströmt auch der Sauerstoff den Brenner in Röhren, die auch mit etwa 800 ° C umgeben sind, so daß jede Kondensation des Benzolgases ausgeschlossen ist. Aus dem Brennermundstück strömt das Gas in die Heizzüsen, die ringförmig konzentrisch um die Schneidsauerstoffdüse angeordnet sind.

Durch Ventile kann das Gas und der Sauerstoff vor dem Ausströmen aus den Heizzüsen geregelt werden, so daß sich jede gewünschte Gas- mischung erreichen läßt. Die Heizzüsen lassen sich durch Ventile öffnen und schließen, wodurch sie einzeln und auch mehrere zugleich in Tätig- keit gesetzt werden können.

Ein Schutzmantel aus Preßluft oder anderen Stoffen zum Schutze der Flamme ist nicht vorhanden, vielmehr brennt das Gasgemisch frei im Wasser. Aus thermischen Gründen wird der eigentliche Schneidsauerstoff in gleicher Weise wie der Brennsauerstoff für das Gasgemisch ebenfalls vorgewärmt. Auf das Werkstück treffen daher nur stark erhitzte Gase auf, die eine bedeutende Eigenwärmemenge in die Heizflamme bringen. Die erreichbare Höchsttemperatur der Flamme ist infolgedessen um einige hundert Grad höher als bei Verwendung kalter Brennstoffe. Dabel ist zu beachten, daß die Kohlenwasserstoff-Sauerstoff-Flamme an und für sich sehr hohe Temperaturen erzeugt. In ihrem heißesten Teil entwickelt sie bei Verwendung kalter Brennstoffe etwa 3100 ° gegenüber der Wasserstoff- Sauerstoff-Flamme, die etwa 2500 ° zeigt. Bei Verwendung stark vor- gewärmter Stoffe dürfte die Flammentemperatur wohl noch über 3500 ° C hinausgehen.

Diese Wärmekonzentration reicht für die Trennung der stärksten in Frage kommenden Eisenkonstruktionen aus, auch wenn sie nicht ganz kompakt aneinander liegen.

Die rein theoretischen Vorteile kommen in der Wirtschaftlichkeit der Arbeitsweise des neuen Verfahrens in überraschender Weise praktisch zum Ausdruck. Das Durchschneiden eines 10 mm dicken Eisenbleches oder Trägers erfordert nach den vorliegenden Ergebnissen etwa 160 sek./lfd. m und benötigt rd. 0,95 m³ Sauerstoff sowie 0,4 bis 0,5 l Benzol; nach Angabe einer bekannten Firma ist beim Wasserstoffschnidverfahren der Wasserstoffbedarf für dieselbe Schnittlänge bei gleicher Eisenstärke rund 4,9 m³, und der Sauerstoffbedarf beziffert sich hierbei auf 6,5 m³/lfd. m. Beim Schneiden von 40 mm dicken Eisen haben sich bei einer Schnitt- geschwindigkeit von 220 sek./lfd. m ähnliche Brennstoffverbrauchsziffern ergeben.

Der Sauerstoffbedarf des neuen Verfahrens ist somit noch kleiner als $\frac{1}{6}$ beim Wasserstoffverfahren; und an die Stelle von rd. 5 m³ Wasser- stoff tritt $\frac{1}{2}$ l Benzol.

Der Stromverbrauch für die Heizung des Brenners ist verschwindend klein, beträgt er doch nur 150 Watt je lfd. m Schnitt.

Zusammengestellt ergeben sich ohne Frachten für 1 lfd. m Schnitt von 10-mm-Eisen unter Zugrundelegung eines Benzolpreises von 0,48 RM/l und 0,80 RM/m³ Wasserstoff sowie 0,60 RM/m³ Sauerstoff (das sind die zur Zeit üblichen Preise in Berlin) folgende Stoffkosten:

Verfahren mit flüssigem Brennstoff		Wasserstoffverfahren	
Sauerstoff	0,60 RM	Sauerstoff	3,90 RM
Benzol	0,24 "	Wasserstoff	3,90 "
Strom	0,03 "		
	<u>0,87 RM</u>		<u>7,80 RM.</u>

Hierzu kommt noch der große Frachtkostenunterschied, der ebenso günstig für das neue Verfahren ausfällt, da der Transport von Wasserstoff und Sauerstoff durch die großen Behältergewichte sehr erschwert wird. Auf 1 lfd. m Schnitt von 10-mm-Eisen stellen sich die Transportgewichte wie folgt:

Verfahren mit flüssigem Brennstoff		Wasserstoffverfahren	
Sauerstoff	rd. 13 kg	Sauerstoff	79,5 kg
Benzol	" 0,6 "	Wasserstoff	59,0 "
	<u>13,6 kg</u>		<u>138,5 kg.</u>

Der Unterschied ist also das Zehnfache zugunsten der neuen Arbeitsweise. Zu diesen Vorteilen kommt noch als weiterer die große Schnittgeschwindigkeit des neuen Verfahrens, die in der Praxis rd. 10 bis 12 m/Std. beträgt gegenüber 2 m/Std. beim Schneiden mit Wasserstoff; das ist ein Unterschied von rd. 80 %, der die Gesamtkosten sehr beeinflusst, da die Lohnkosten einer Tauchergruppe sehr beträchtlich sind.

Endlich sei noch darauf hingewiesen, daß die Arbeit mit dem neuen Verfahren einfacher und bequemer ist, als es früher der Fall war. Eine besondere Zündvorrichtung, wie sie zur Arbeit mit dem Wasserstoffbrenner benötigt wird, ist nicht erforderlich. Der Brenner wird über Wasser angezündet und dann ins Wasser hinuntergelassen, die Flamme erlischt hierbei nicht. Vorsicht ist dabei nicht nötig. Es ist überhaupt nicht möglich, die Flamme durch Hinundherschwenken im Wasser oder sonstige Maßnahmen auszulöschen, ohne die Brennstoffzufuhr zu unterbrechen.



Rückschlagzündungen kommen beim Arbeiten selten vor. Diese Erscheinung dürfte mit dem engen Explosionsbereich des Benzol-Sauerstoff-Gemisches zusammenhängen, der bedeutend kleiner ist als beim Wasserstoff-Sauerstoff-Verfahren.

Die nebenstehende Abbildung zeigt, auf welches geringe Ausmaß die sonst so umfangreichen Gasflaschenbatterien eingeschränkt werden konnten. Die große Flasche ist der Sauerstoffbehälter, der kleine Behälter links ist der Benzoltank, in dem der Brennstoff unter Druck der kleinen Stickstoffflasche gehalten wird.

An Stelle dieser beiden Flaschen stünden beim Wasserstoffverfahren etwa 7 Sauerstoff- und 7 Wasserstoffflaschen.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß Benzol und Sauerstoff leichter und wohlfeiler zu beschaffen sind als Wasserstoff; das gilt besonders für Arbeiten in überseeischen Ländern. Ferner darf man bei der Bewertung der beiden Verfahren nicht außer acht lassen, daß die Lagerung von Wasserstoff mit gewissen Gefahren verbunden ist, die beispielsweise auf Schiffen zu besonderen Aufbewahrungsvorschriften geführt haben. Die Aufbewahrung von einigen kg Benzin, Benzol, Petroleum od. dgl. macht keine besonderen Maßnahmen erforderlich, da sowohl auf jeder Baustelle als auch auf Schiffen diese Stoffe bereits für andere Zwecke vorgehalten werden.

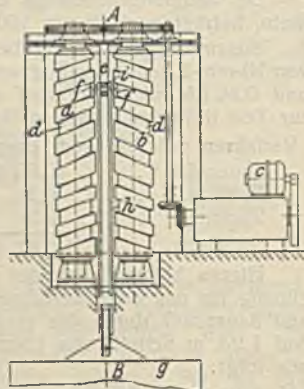
Das beschriebene neue Verfahren ist eine Erfindung des Ingenieurs Harry Töpfer, Berlin, und wird bereits praktisch vielfach angewandt. Verfahren und Brennerkonstruktion sind der genannten Firma patentamtlich geschützt.
Dipl.-Ing. M. Jussel.

Tunnel für die Großraumförderung von Braunkohle auf Grube Wühlitz bei Hohenmölsen, Bez. Halle. In der unter dieser Überschrift in Heft 37 der Bautechn. gebrachten Mitteilung ist versehentlich die Angabe unterblieben, daß der Bau des Tunnels von der Firma Wayss & Freytag, Frankfurt (Main), ausgeführt worden ist. Die Angaben und Abbildungen der Mitteilung verdanken wir der genannten Firma; sie finden sich in den von ihr herausgegebenen „Technischen Blättern“.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Einrichtung zur Regelung der Hubgeschwindigkeit von Schützen, Schleusentoren od. dgl. (Kl. 84a, Nr. 481 530 vom 2. 4. 1926 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG. in Nürnberg.) Zur Vermeidung von Unregelmäßigkeiten, die beim Übergang von einer Geschwindigkeit auf die andere eintreten und die infolge der absatzweisen Regelung der Geschwindigkeit Wellenbildungen verursachen, werden bei der Regelung der Hubgeschwindigkeit absatzlose Übergänge geschaffen, indem man sich der bekannten auf einer Zwangsführung laufenden Hubmittel bedient und die Zwangsführung nach einer stetigen Hubkurve mit wechselnder Steigung ausführt. Um die durch den Motor *c* in entgegengesetztem Sinne angetriebenen senkrecht stehenden Zylinder *a*, *b* sind die nach der vorher ausprobierten Hubkurve gegenläufig verlaufenden Schraubengänge *d* wechselnder Steigung abgewickelt, die als Zwangsführungen für die Hubmittel dienen. Diese bestehen aus einem zwischen den U-Schlenen *e* geführten Gleitkörper *i*, mit dem das Schleusenverschlüßmittel *g* durch Flachschielen *h* verbunden ist und an dem Rollen *f* gelagert sind, die sich auf die durch die Schraubengänge *d* gebildeten Führungsbahnen stützen.



Walzenwehr mit Stauschild. (Kl. 84a, Nr. 478 247 vom 11. 12. 1927 von Dr.-Ing. Hugo Kulka in Hannover.) Um eine gute betriebsichere Dichtung des Staukörpers gegen die Wehrsohle bei normaler Staustellung, also nicht versenkter Walze zu erreichen, wird eine beliebig einschaltbare, die Wirkung der Wälzbahn oder des Wälzkranzes aufhebende, besondere Stützvorrichtung vorgesehen, so daß sich die Walze in der normalen Staustellung derart gegen die Dichtungsläche der Wehrsohle legt, daß die Ketten nicht beansprucht werden und ein Anpressen gegen die Pfeilernase durch die Kraftkomponente *D* stattfindet. Die einschaltbare Stützvorrichtung kann entweder in Form einer neuen gekrümmten Rollbahn (vgl. Abbild. 1) ausgebildet werden, oder sie bildet eine zweite gerade Wälzbahn, aber mit verschieden gekrümmtem Wälzkranz 8—9 der Walze. Die Stützvorrichtung wird durch das Exzenter 1 gebildet, das entweder in die Lage 1 oder 1' eingeschaltet werden kann. 4—4 stellt die gerade Rollbahn am Pfeiler dar. Tritt die Stützvorrichtung in Tätigkeit, so beschreibt der unterste Punkt 6 der Stauwand nicht mehr die Versenkbahn 6—6', sondern er wird beim Beschreiben der Bahn 6—5 gegen die Pfeilernase gedrückt (Abb. 2).



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Spode, Dezernent (Mitglied) des R. Z. A. in Berlin, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnrate Wilhelm Lehmann, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), zur R. B. D. Stettin, Otto Franke, Vorstand des Betriebsamts Simmern, zum Betriebsamt Magdeburg 2, Reinhard Schneider, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), zur R. B. D. Hannover, Karst, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Wedau, in gleicher Eigenschaft zum Ausbesserungswerk Witten, Fritz Hintze, Dezernent (Mitglied) und Leiter des Prüfungsamts der R. B. D. Magdeburg, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Hagner, bisher bei der R. B. D. Erfurt, als Vorstand zum Verkehrsamt Liegnitz, Willy Freytag, Vorstand des Verkehrsamts Küstrin, als Vorstand zum Verkehrsamt Halle (Saale) und Ernst Ottmann, bisher bei der R. B. D. Augsburg, als Vorstand zum Verkehrsamt Regensburg sowie der Reichsbahnbaumeister von Lochow, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Dortmund, in gleicher Eigenschaft zum Ausbesserungswerk Wedau.

Überwiesen: Reichsbahnrat Graupner vom Betriebsamt Leipzig 5 zum Betriebsamt Leipzig 4.

In den Ruhestand getreten: die Direktoren bei der Reichsbahn Friedrich Horn, Abteilungsleiter bei der R. B. D. Mainz, und Gustav Meyer, Abteilungsleiter bei der R. B. D. Frankfurt (Main), der Reichsbahnrat Nikolaus Graf beim Messungsamt der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein) und die Reichsbahnratmänner Hermann Jungebloed, Betriebskontrollleur bei der R. B. D. Essen, Christian von Behren, Oberbaukontrollleur bei der R. B. D. Kassel, Josef Schwiddessen, Leiter bei der Bahnmeisterei 9 in Köln-Nippes, Engelbert Kirschsiefen, Vorstand des Bahnhofs Gremberg, Rechnungsrat Richard Hoffmann, Vorstand der Güterabfertigung Magdeburg Hauptbahnhof, Adolf Loesche, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Magdeburg, Rechnungsrat Florenz Bock, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Münster (Westf.), Eduard Mueller beim R. Z. A. in Berlin, Johann Brieckle, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk München-Freimann, und Hermann Rütth beim Verkehrsamt Passau.

Gestorben: Direktor bei der Reichsbahn Georg Htgen, Abteilungsleiter beim R. Z. A. in Berlin, Reichsbahnoberrat Eugen Bloch, bei der R. B. D. Frankfurt (Main), und Reichsbahnrat Kurt Müller, Vorstand des Verkehrsamts Halle (Saale).

Preußen. Die Regierungsbaumeister (W.) Arnold Hirsch beim Wasserbauamt in Wittenberge, Karl Hilfer beim Wasserbauamt in Meppen und Olaf Grieben beim Landeskulturamt in Düsseldorf sind zu Regierungsbauräten ernannt und als solche planmäßig angestellt worden.

Versetzt: der Regierungsbaumeister (W.) Zündorf von der Wasserbaudirektion in Königsberg i. Pr. an das Wasserbauamt in Kiel.

Gestorben: der Ministerialrat i. R. Ulrich (früher im Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten) und der Regierungsbaurath (W.) Quantz in Magdeburg, vordem Vorstand des — aufgelösten — Vorarbeitenamts in Senftenberg i. L.

INHALT: Umbau der Unterführung der Bohmter Straße in Osnabrück. (Schluß.) — Die Eisenspundwand „Hoesch“ D. R. P. — Die Wasserkraftanlagen am mittleren und unteren Lira in Mittelitalien. — Vermischtes: Diesjährige Tagung des Deutschen Ausschusses für wirtschaftliches Bauen. — Umbau der Sophienbrücke in Bamberg. — Schutzstrich für Eisenkonstruktionen. — Kabelbrücke in Portland, Oregon. — Amerikanischer Bagger zum Ausheben von Gräben und kleiner Fundamentgruben. — Das neue Unterwasserschneidverfahren mit flüssigen Brennstoffen. — Tunnel für die Großraumförderung von Braunkohle auf Grube Wühlitz bei Hohenmölsen Bez. Halle. — Patentschau. — Personalnachrichten.