

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 4. August 1933

Heft 33

Alle Rechte vorbehalten.

Chemische Abdichtung von Bauwerken und Baugruben.

Von Dr.-Ing. W. Sichardt, Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt.

1. Das Wesen der chemischen Abdichtung.

Die Vorgänge, die bei der chemischen Verfestigung nach Joosten eintreten, sind schon mehrfach im Schrifttum¹⁾ behandelt worden; hier sei nur kurz zusammenfassend darüber folgendes gesagt:

Die zuerst eingepreßte Kieselsäureverbindung überzieht die einzelnen Bodenteilchen gewissermaßen mit einer Haut. Sobald das zweite Chemical, eine Säure- oder Salzlösung, auf das erste einwirkt, bildet sich ein Kieselsäuregel, das ebenfalls die einzelnen Bodenteilchen hautartig einhüllt, wobei infolge der hohen adsorptiven Kräfte des Kieselsäuregels eine Verkitung der benachbarten Bodenteilchen stattfindet (Abb. 1). Mit dieser Verfestigung ist auch eine Abdichtung verbunden, da ja die Verfestigung durch das Verkitten der einzelnen Bodenkörner miteinander entsteht, wobei der Porenraum verkleinert wird, ohne daß aber notwendig ein vollkommenes Verschließen der Poren eintritt.

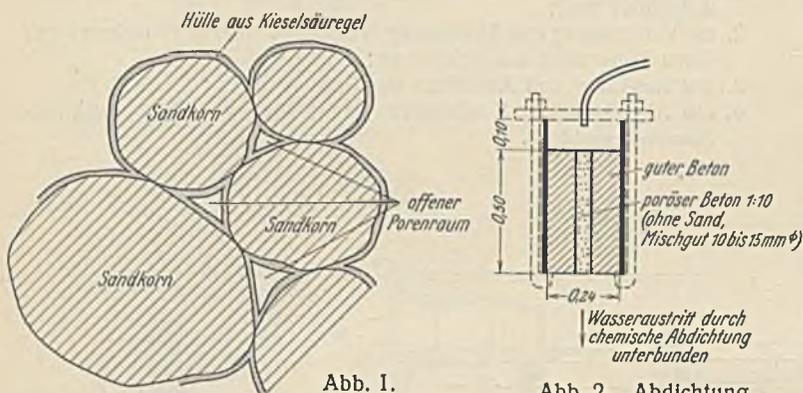


Abb. 1.

Schematische Darstellung verfestigten, aber nicht abgedichteten Sandes.

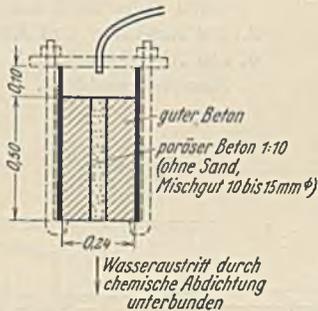


Abb. 2. Abdichtung von porösem Beton. (Versuche Nordhausen.)

Es liegt nun auf der Hand, daß es ein leichtes sein muß, die Poren völlig zu verstopfen, dadurch, daß durch entsprechende Bemessung der Chemikalmengen die Poren selbst auch durch Kieselsäuregel ausgefüllt werden. Man kann sich diesen Vorgang auch so vorstellen, daß die einzelnen Bodenteilchen durch die sich bildenden Gelhäute eine größere Stärke erhalten, so daß der Porenraum vollständig von Gel ausgefüllt wird. Die Erkenntnis ist nicht neu, vielmehr machte der Erfinder schon bei seinen ersten Verfestigungsversuchen Erfahrungen, die sich auch auf die Abdichtung beziehen. Einer dieser Versuche bestand darin, daß in einem Blechzylinder ein Betonkörper hergestellt wurde, der in der Mitte des zylindrischen Querschnittes porös war, und der nach Erhärten unter Wasserdruck gesetzt wurde. Nach kurzer Zeit trat das Wasser auf der gegenüberliegenden Seite hindurch (Abb. 2). Es wurde sodann eine chemische Verfestigung dieses porösen Betonkörpers vorgenommen, und zwar wurde so viel Chemical eingepreßt, daß man auf ein vollkommenes Verstopfen der Poren rechnen konnte. Nachdem nunmehr der Wasserdruck erneut zur Einwirkung auf den Betonkörper gebracht wurde, zeigte sich, daß neben der chemischen Verfestigung auch eine völlige Abdichtung erzielt war. Der Wasserdruck konnte bis 40 at gesteigert werden, ohne daß Wasser durch den Beton hindurchging. Dieser Erfolg führte dazu, daß weiterhin das Verfahren auch in der Praxis für schwierige Abdichtungen angewandt und erprobt wurde, und zwar zunächst im Bergbau. Eine Anwendung, bei der am sinnfälligsten die Vorzüge des Verfahrens sich zeigten, war die Abdichtung eines Abschlußdammes in dem Kaltwerk Sachsen-Weimar²⁾. Dort gelang die Abdichtung eines rd. 15 m dicken

gemauerten Dammes gegen den gewaltigen Druck von 75 at. Dieser Erfolg ist besonders darauf zurückzuführen, daß beim Einwirken des zweiten Chemicals auf das erste die Gelbildung augenblicklich stattfindet. Alle Dichtungsmittel, die in Beton oder Mauerwerk eingepreßt werden, müssen gerade bei derartigen hohen Drücken versagen, sofern nicht augenblickliche Erhärtung der Produkte und augenblickliche Verstopfung der Poren eintritt. Das chemische Verfahren bei der Abdichtung ist demnach ganz ausgesprochen ein Verfahren, das zur Abdichtung von porösem Beton und Mauerwerk, ferner zur Abdichtung feiner Risse geeignet ist, und zwar ganz besonders gegenüber fließendem Wasser. Sofern große Hohlräume abzudichten sind, kann das Verfahren ebenfalls verwendet werden, nur wird man in solchen Fällen zunächst die Hohlräume und Klüfte entweder mit Sand auffüllen und diesen dann gewissermaßen chemisch verfestigen und abdichten, oder aber es werden die Hohlräume zunächst durch Einpressen von Zementmörtel oder Zementmilch verstopft, dagegen werden, nachdem die Erhärtung des Mörtels bzw. der Zementmilch schon begonnen hat, die feineren Risse endgültig auf chemischem Wege abgedichtet. Es geht hieraus hervor, daß das Verfahren wohl kaum in Frage kommt zum Abdichten neuer Bauwerke, da hierbei andere Mittel zur Verfügung stehen, den gewollten Zweck zu erreichen.

Im Tiefbau sind die Erfahrungen, die im Bergbau schon früher gemacht wurden, ebenfalls ausgenutzt und bei bestehenden undichten Bauwerken mehrfach angewandt worden. Ich erwähne hier die Abdichtung des Trockendocks VI in Kiel³⁾; die Abdichtung eines Trockendocks in Wilhelmshaven, ferner die Abdichtung bei Bauarbeiten am Ankelmann-Platz in Hamburg⁴⁾. Weitere Anwendungen fanden inzwischen im In- und Auslande statt. Nachstehend werden einige dieser Beispiele beschrieben.

2. Beispiele von Abdichtungen.

a) Wasserkraftanlage Grodek.

Diese Wasserkraftanlage ist an dem Flusse Schwarzwasser in der ehemaligen preußischen Provinz Westpreußen, etwa halbwegs zwischen Bromberg und Dirschau, gelegen und nutzt ein Gefälle von 18 m aus. Das Wasser wird dem Kraftwerk durch einen Oberkanal zugeführt, dessen letzter Teil unmittelbar am Krafthaus zwischen zwei Flügelmauern aus Beton geführt ist. Der Kanal endet in offenen Betonschächten, in denen die „Francis-Zwillingsturbinen“ der Anlage montiert sind. Die erwähnten Flügelmauern stehen in Verbindung mit einem großen Massiv-Betonblock, der eine Hauptfundamentplatte, drei Saugkrümmer und die drei eisenbewehrten runden Turbinenschächte umfaßt. Der Baugrund besteht aus Ton, Sand, teilweise auch aus Fließsand. Der erwähnte Massiv-Betonblock ist ein kompakter, zusammenhängender Bauteil. Die ziemlich langen und zum Teil weniger tief gegründeten Flügelmauern setzten sich



Abb. 3. Abdichtung der Wasserkraftanlage Grodek. Setzungsrisse in der Flügelmauer (zum Teil verkitet).

¹⁾ Marbach, G., Die Bedeutung des chemischen Verfestigungsverfahrens von Joosten für den Bergbau, Glückauf 1931, Nr. 28. — Guttman, A., Chemische Verfestigung und Abdichtung undichten Mauerwerks und Betons, Bautenschutz 1931, Heft 1. — Kleinlogel, A., Das chemische Verfestigungsverfahren nach Dr. Joosten und seine praktische Anwendung im Baugewerbe und Bergbau, Internat. Bergwirtschaft und Bergtechnik 1932, Heft 3. — Kleinlogel, A., Neue Versuche mit dem Joosten'schen chemischen Verfestigungsverfahren, Bautenschutz 1932, Heft 5.

²⁾ Lohmann, Die Anwendung des chemischen Verfestigungsverfahrens usw., Kali 1930, Nr. 6, S. 81 ff.

³⁾ Sichardt, W., Erfahrungen mit der chemischen Bodenverfestigung usw., Bautechn. 1930, Heft 12.

⁴⁾ a. a. O.

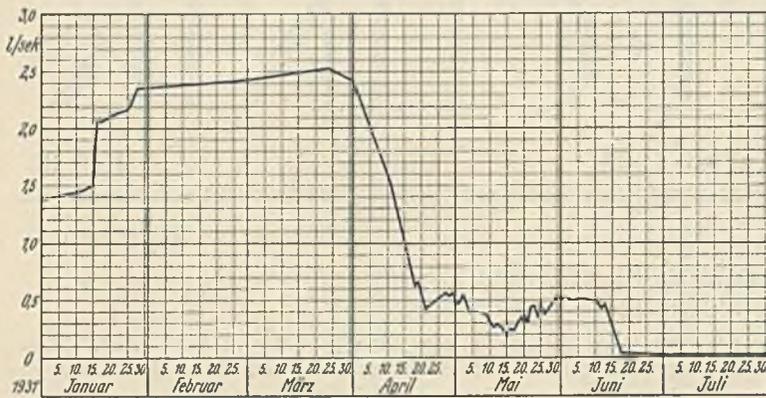


Abb. 4. Abdichtung der Wasserkraftanlage Grodek.
Graphische Auftragung des Wasserausflusses am Kontrollbrunnen.

weniger stark als der Massivblock, und da künstliche, durchgehende Fugen fehlen, bildeten sich an den Anschlußstellen Risse und wilde Fugen, die Breiten von 5 bis 15 mm aufwiesen (Abb. 3). Weitere Undichtigkeiten, die sich herausstellten, hatten ihre Ursache darin, daß der untere Beton, der während der Kriegszeit ausgeführt wurde, übermäßig viel Sand und zu wenig Zement enthält.

Schon drei Jahre nach Inbetriebsetzung des Bauwerks, d. h. im Jahre 1926, mußten tiefgreifende Abdichtungen innen und außen an den Flügelmauern ausgeführt werden. Diese Arbeiten bestanden hauptsächlich in der Schaffung von 1 bis 2 m breiten Lehmschalen, die außen bis nahe an die Fundamentsohle reichten. Trotz dieser Arbeiten haben sich offenbar die Undichtigkeiten immer weiter vergrößert, und die lehmhaltigen Wassermengen, die aus einem besonders angelegten Kontrollbrunnen ausflossen, stiegen im Frühjahr 1931 bis zu 2,5 l/sek (Abb. 4).

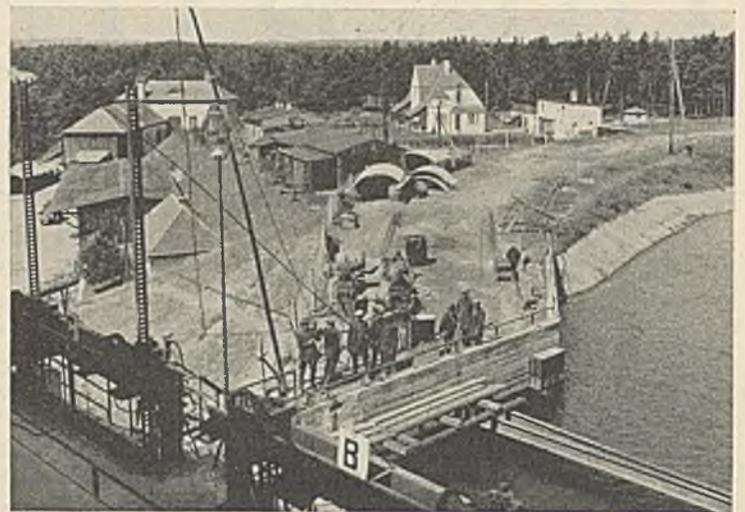


Abb. 6. Abdichtung der Wasserkraftanlage Grodek.
Blick auf die rechtseitige Flügelmauer während der Abdichtungsarbeiten.

Folgende Aufgaben sollten durch die chemische Abdichtung erfüllt werden:

1. die Abdichtung der Flügelmauern, die aus mangelhaftem Beton ausgeführt sind;
2. die Verstärkung und Abdichtung des Bodens unter den Fundamenten, deren Tiefe nicht ausreichend ist;
3. das Ausfüllen und Abdichten der Setzungsfugen;
4. das Abdichten der Sandmassen unmittelbar vor dem erwähnten Massiv-Betonblock.

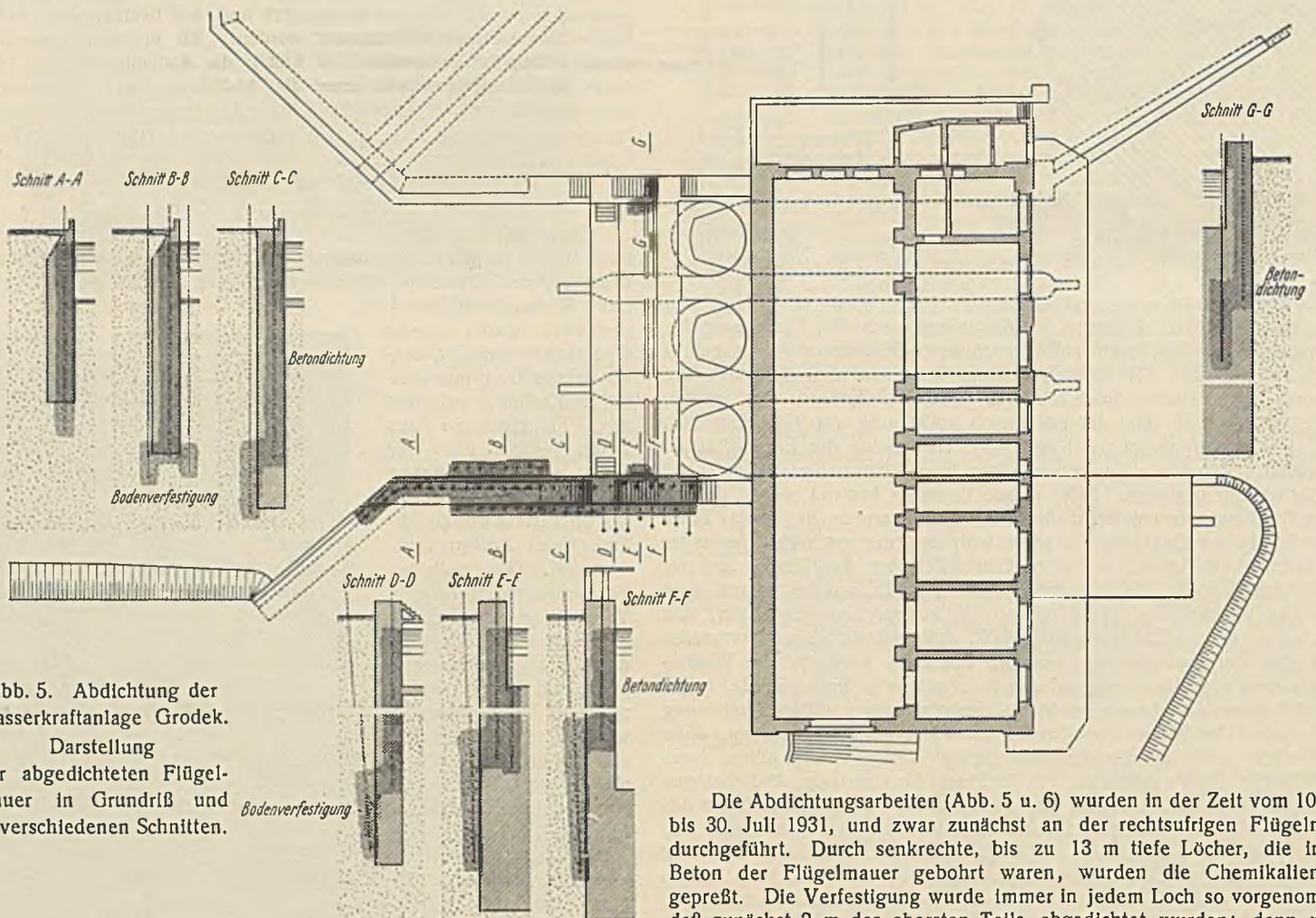


Abb. 5. Abdichtung der Wasserkraftanlage Grodek.
Darstellung der abgedichteten Flügelmauer in Grundriß und in verschiedenen Schnitten.

Weiterhin wurden im Laufe des Monats April 1931 neue Erdarbeiten zur Verstärkung der Abdichtung durch Einbringen von Lehm vorgenommen, da sehr große Hohlräume in der äußeren Lehmwand neben der Mauer festgestellt wurden. Die Wassermenge ging anfänglich zurück, stieg aber in kurzer Zeit wieder auf die alte Höhe. Die Bauleitung faßte nunmehr den Entschluß, die Abdichtung mit Hilfe des chemischen Verfestigungs- und Abdichtungsverfahrens nach Joosten auszuführen.

Die Abdichtungsarbeiten (Abb. 5 u. 6) wurden in der Zeit vom 10. Juni bis 30. Juli 1931, und zwar zunächst an der rechtsufrigen Flügelmauer durchgeführt. Durch senkrechte, bis zu 13 m tiefe Löcher, die in den Beton der Flügelmauer gebohrt waren, wurden die Chemikalien eingepreßt. Die Verfestigung wurde immer in jedem Loch so vorgenommen, daß zunächst 2 m des obersten Teils abgedichtet wurden; dann wurde wiederum um 2 m tiefer gebohrt, abgedichtet usw. bis zur Fundamentsohle; auch unter die Fundamentsohle wurden Chemikalien zur Verfestigung des Sandbodens eingepreßt.

Neben dieser Abdichtung durch Löcher, die in das Mauerwerk gebohrt worden waren, wurde eine weitere Abdichtung so vorgenommen, daß neben der Flügelmauer Spritzrohre eingeschlagen wurden, mit deren Hilfe die Fundamente gewissermaßen verbreitert wurden (Abb. 5). Insgesamt wurden 61 Spritzlöcher hergestellt, davon 33 in Beton, deren Tiefe bis

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau der Jannowitzbrücke in Berlin.

Von Dipl.-Ing. La Baume, Magistratsoberbaurat, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 25.)

Der Überbau.

Die als Zweigelenk-Fachwerkträger mit Zugband ausgebildete Brücke hat eine Stützweite von 72 m und eine Gesamtlänge von 78,6 m. Der Hauptträgerabstand beträgt 25,30 m, die Gesamtbreite zwischen den Geländern 36,30 m; hiervon entfallen 2×5 m auf die ausragenden Bürgersteige und 23 m auf die Fahrbahn, die in zwei Richtungstreifen von je 8 m für den allgemeinen Fahrverkehr und einen zwischen diese eingeschobenen Straßenbahnkörper von 7 m Breite eingeteilt ist. Die Bauhöhe der Fahrbahn beträgt rd. 1,37 m (Abb. 10 u. 11).

Systemhöhe in Brückenmitte: 3,50
Stich des Untergurtes bis zum Zugband: 10,634
Stich des Zugbandes: 0,566

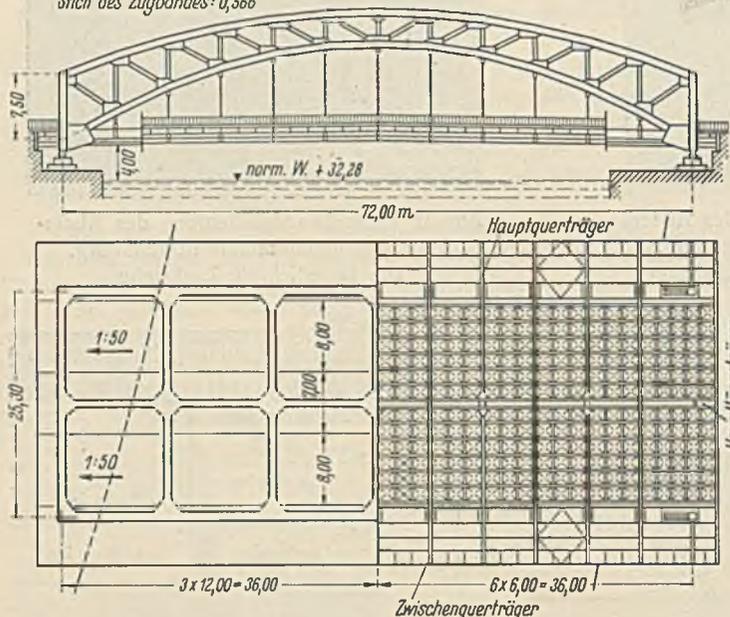


Abb. 10. Jannowitzbrücke. Systemübersicht.

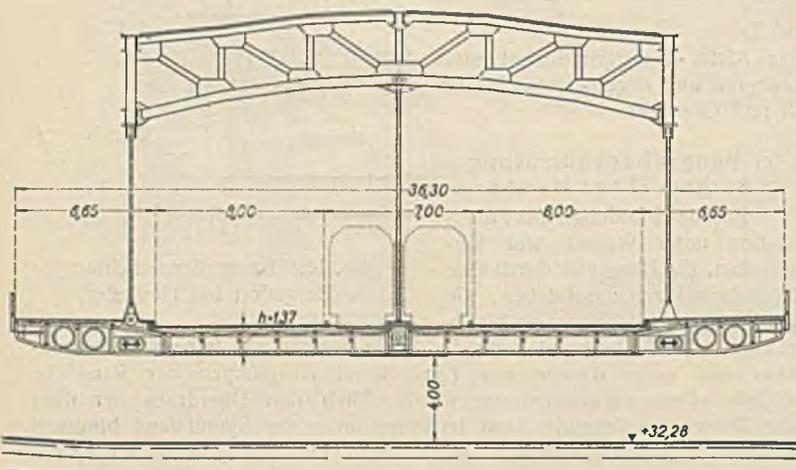


Abb. 11. Querschnitt an einem Hauptquerträger.

Die Höhenlage der Fahrbahn gestattet der Schifffahrt freie Durchfahrt auf die Gesamtbreite des Flußlaufes bei 4 m Durchfahrthöhe über Normalwasser an den Uferlinien; in Brückenmitte vergrößert sich dieses Maß infolge des Fahrbahnlangsfalles auf 4,43 m. Die Form des oberen Endriegels ist so gewählt, daß zweigeschossige Kraftomnibusse mit 4,50 m Höhe auf der Brücke verkehren können. Es ist demnach auf den Verkehr in weitgehendem Maße Rücksicht genommen worden.

Die Hauptträger haben eine Breite von 0,94 m und nehmen mit den inneren Schrammkanten einen Raum von $2 \times 1,65$ m ein, der als Verkehrsband verlorengeht. Die Gurtungen der Hauptträger sind als Parabeln geformt und das Fachwerk ist derart eingeteilt, daß die nach der Brückenmitte zu fallenden Diagonalen nahezu gleiche Neigung erhalten haben. Für die Höhe der Endpfosten war die Höhenlage der eisernen Überbauten des Reichsbahnviaduktes maßgebend, an den der östliche Hauptträger unmittelbar herantritt. Die Oberkante des Endpfostens liegt daher 6,70 m über dem Bürgersteig und 12,10 m über dem Wasserspiegel, während sich der Scheitel des Bogens bis zu einer Höhe von 19,40 m über dem Wasserspiegel erhebt.

Die Wahl der Querschnitte geschah in der üblichen Weise und bietet gegenüber anderen Brücken ähnlicher Größe nichts Bemerkenswertes; lediglich die Untergurtstäbe U_1 und U_2 weichen von der Norm ab. Da die Anzahl der Bindebleche zu groß und ihr Abstand zu gering geworden wäre, wurde hier ein H-Querschnitt gewählt. Stahblechstöße sind nur in jedem zweiten Knotenpunkte angeordnet. Die Pfosten sind wegen des Hängestangenanschlusses durch den Untergurt durchgesteckt.

Das die beiden Fußpunkte der Endpfosten verbindende Zugband besteht aus einem doppelten Kreuzquerschnitt von 1306 cm² und ist durch einen ovalen Ausschnitt der Querträger hindurchgesteckt, auf denen es mit Hilfe von Stahlgußstützen längsverschieblich aufgelagert ist. Sein Anschluß an den Endpfosten geschah durch vier aufeinanderliegende Knotenbleche nach Abb. 12. Das Zugband hat eine Sprengung von 566 mm erhalten.

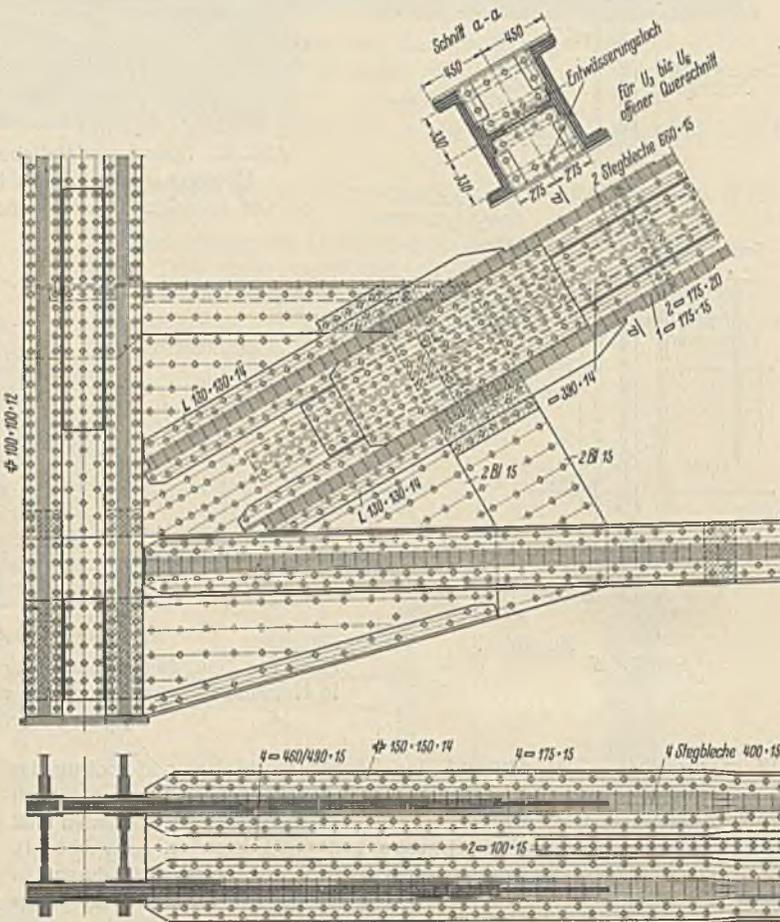


Abb. 12. Anschluß des Zugbandes.

Die oberen Querträger von 25,3 m Stützweite sind in Form und Aussehen den Hauptträgern nachgebildet. Da sie sich an die Systempunkte der Hauptträger anschließen, sind ihre Höhen entsprechend der Länge der betreffenden Hauptträgerpfosten verschieden groß, woraus sich eine für alle Querrahmen verschiedene Form ergibt. Es wurde besonderer Wert darauf gelegt, die Querrahmenform so auszubilden, daß sie sich sowohl dem Aussehen des Hauptträgers wie dem des stärker gekrümmten vollwandigen Endriegels anpaßt. Das wurde an Hand eines naturgetreuen Modells im Maßstabe 1:40 ausgeprobt. Die Querrahmen dienen nicht nur zur mittleren Aufhängung der Fahrbahn, sondern ihre Obergurte sind gleichzeitig Pfosten des oberen Windverbandes, der als doppelter Vierendeelträger ausgebildet ist. Mit Rücksicht auf das gute Aussehen sind die Lamellen und Gurtwinkel der Querrahmen-Obergurte der entsprechenden Neigung des Hauptträgers angepaßt; sie werden durch Eckbleche an die Hauptträger biegungsfest angeschlossen, wobei die Saumwinkel der Obergurte gleichzeitig als Randbegrenzung der Eckbleche dienen (Abb. 13). Der in der Brückenachse liegende obere Längsriegel, der lediglich ein Glied des Vierendeelverbandes darstellt, ist in gleicher Weise mit dem Obergurt der Querrahmen durch Eckbleche verbunden. Der vollwandige Endrahmen wird aus dem Endpfosten, dem Endquerträger und dem oberen Riegel gebildet (Abb. 14); der Endquerträger ist nicht wie die übrigen Querträger am oberen Riegel aufgehängt, da für ihn die der Stützweite von 25,3 m entsprechende Konstruktionshöhe vorhanden war. Während der Endquerträger als doppelwandiger, unten offener Querschnitt aus-

gebildet wurde, haben Endpfosten und oberer Riegel geschlossen Querschnitt, sind aber durch Drehtüren und Steigeleitern begehbar eingerichtet und mit elektrischer Innenbeleuchtung versehen.

Für die Hängestangen war im Entwurf die Möglichkeit der genauen Einstellung nach der Montage vorgesehen, und zwar sollte diese Einstellung bei den elf seitlichen Hängestangen durch die obere Verschraubung, bei den fünf mittleren durch Spannschlösser erreicht werden. Während der Ausführung wurde jedoch von den Spannschlössern abgesehen, da sie in der Mittelreihe im Aussehen sehr ungünstig gewirkt hätten. Um den größten Grad von Sicherheit zu erreichen, wurden die Hängestangen aus einem Block (Stahl 52) in einem Stück derart geschmiedet, daß ein nachträgliches Abdrehen des Schaftes überflüssig war. Die seitlichen Stangen wurden am Hauptträger allseits beweglich durch einen Stahlgußkörper befestigt, der an die durch den Untergurt hindurchgesteckten Pfosten angeschraubt ist. Die Querträger sind durch eine Bolzenverbindung mit dem als Auge ausgeschmiedeten unteren Ende der Hängestange verbunden (Abb. 15).

Da die den Endpfosten am nächsten stehenden Hängestangen sehr kurz sind, muß die Bewegung der Brücke am beweglichen Auflager (Südseite) eine Schrägstellung der Hängestangen und damit eine Zwängung des unteren Bogenlenks hervorrufen. Zur Vermeidung einer derartigen Beanspruchung wurde das Bolzengelenk durch eine Kugelfläche in der Längsrichtung beweglich gestaltet (Abb. 16). Bei den längeren Hängestangen wurde eine solche Maßregel nicht für erforderlich gehalten. Bei den mittleren Stangen sind beide Enden als Augen ausgebildet und mit dem oberen Querrahmen bzw. dem Hauptlängsträger durch Bolzen verbunden (vgl. Abb. 15). Da eine Nachstellung nicht mehr möglich war, mußten die Bohrungen sehr genau ausgeführt werden; kleine Ungenauigkeiten hätten jedoch keinen Einfluß auf den Hauptlängsträger gehabt, da dieser erst nach vollständiger Verbindung mit den Hängestangen vernietet wurde. Der Hauptlängsträger (vgl. Abb. 10)¹⁾ ruht

¹⁾ Sein Zweck ist in Stahlbau 1931, Heft 24, erörtert.

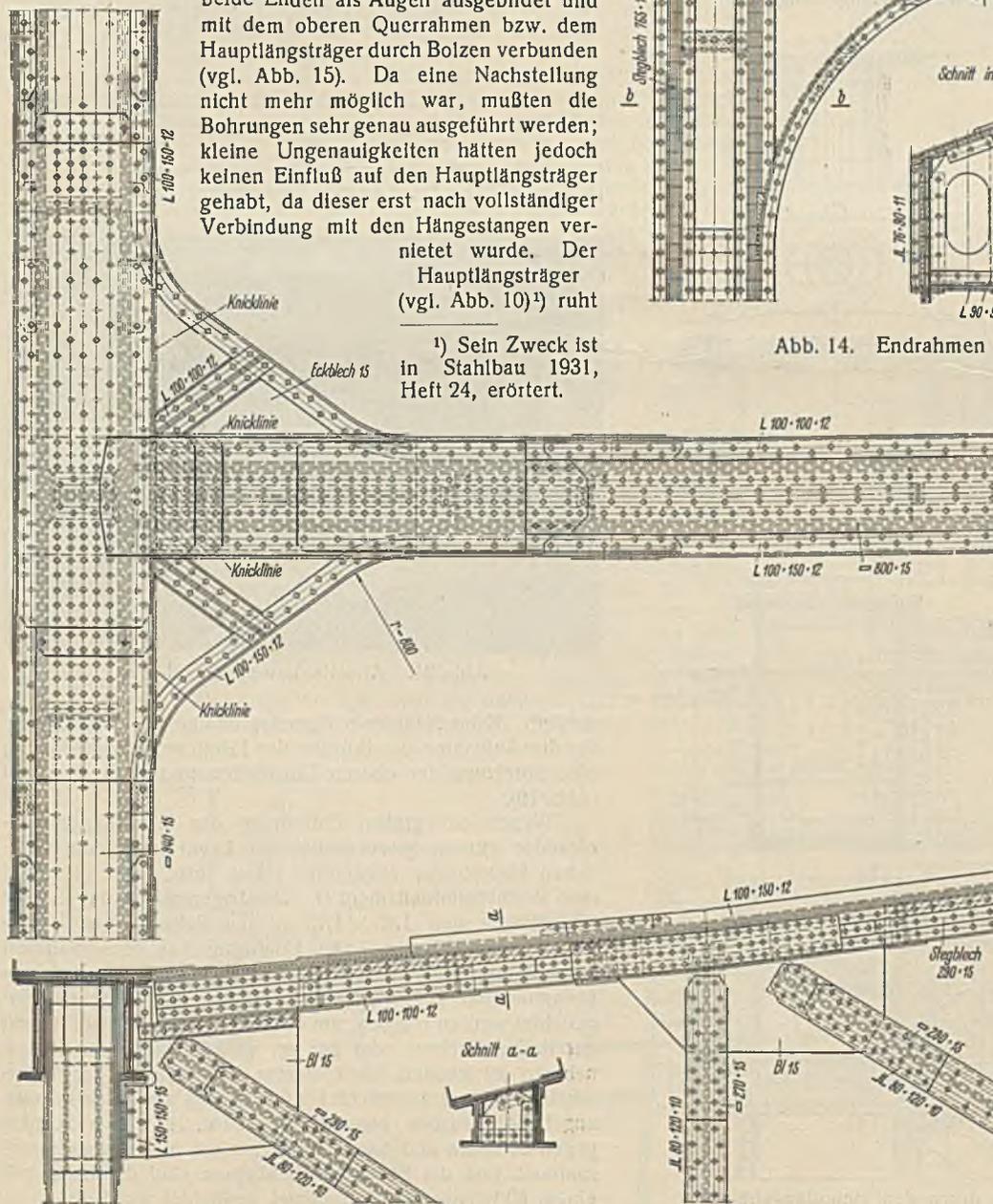


Abb. 13. Querrahmen und Aufsicht auf Rahmenverband.

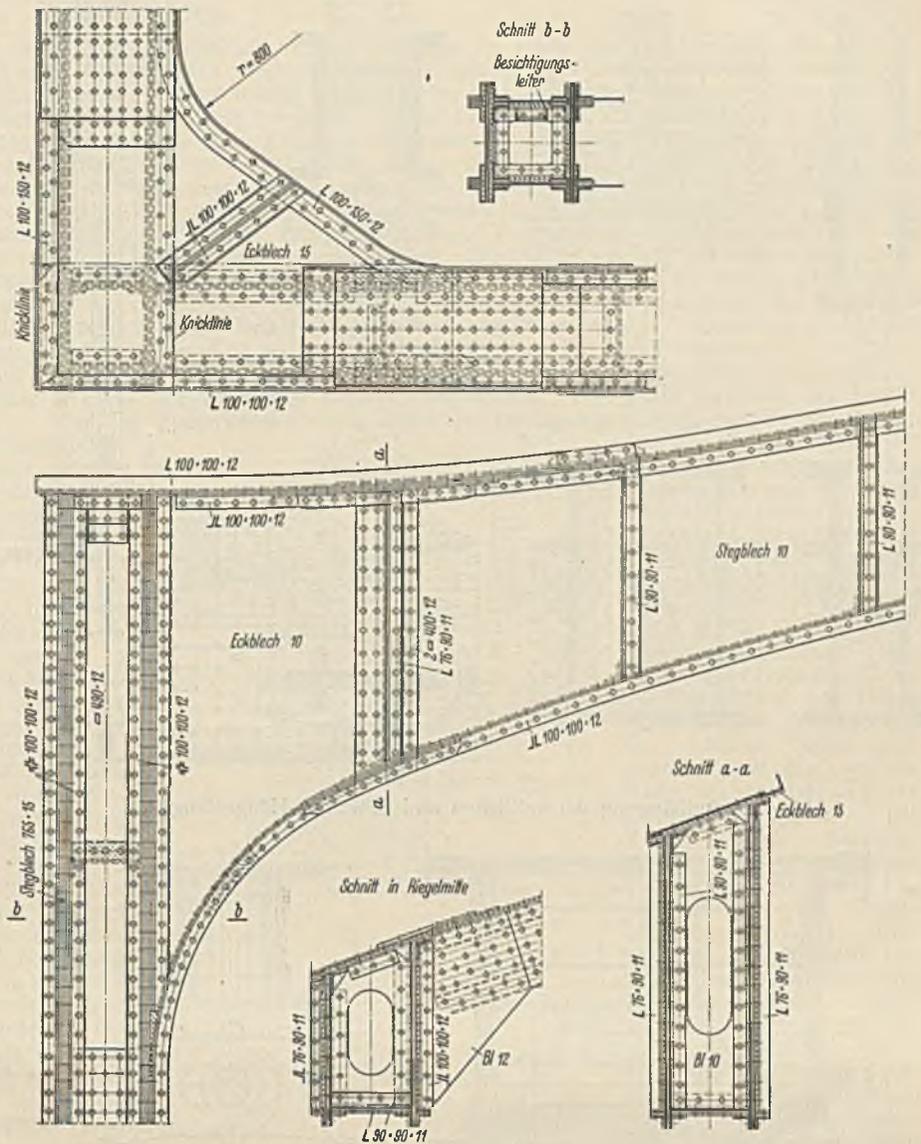


Abb. 14. Endrahmen und Aufsicht auf Rahmenverband.

an seinen Enden auf den Endquerträgern auf, und zwar am rechten Ufer in fester Verbindung, am linken Ufer mit beweglichem Auflager für positive und negative Belastung (Abb. 17 u. 18). Die oberen Gurtungen der Querträger sind durch den Hauptlängsträger kontinuierlich hindurch-

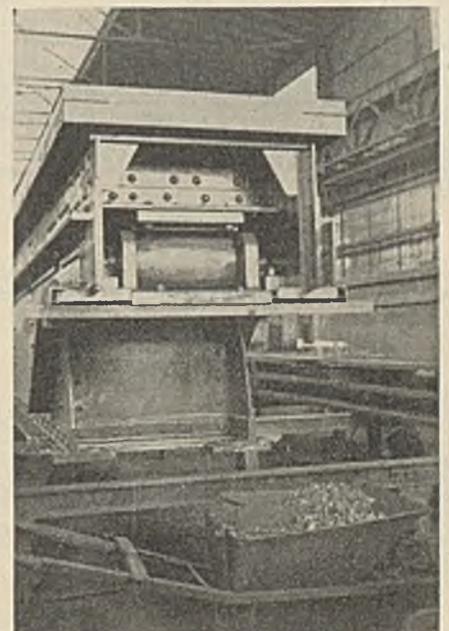


Abb. 18. Lager des Hauptlängsträgers in der Werkstatt.

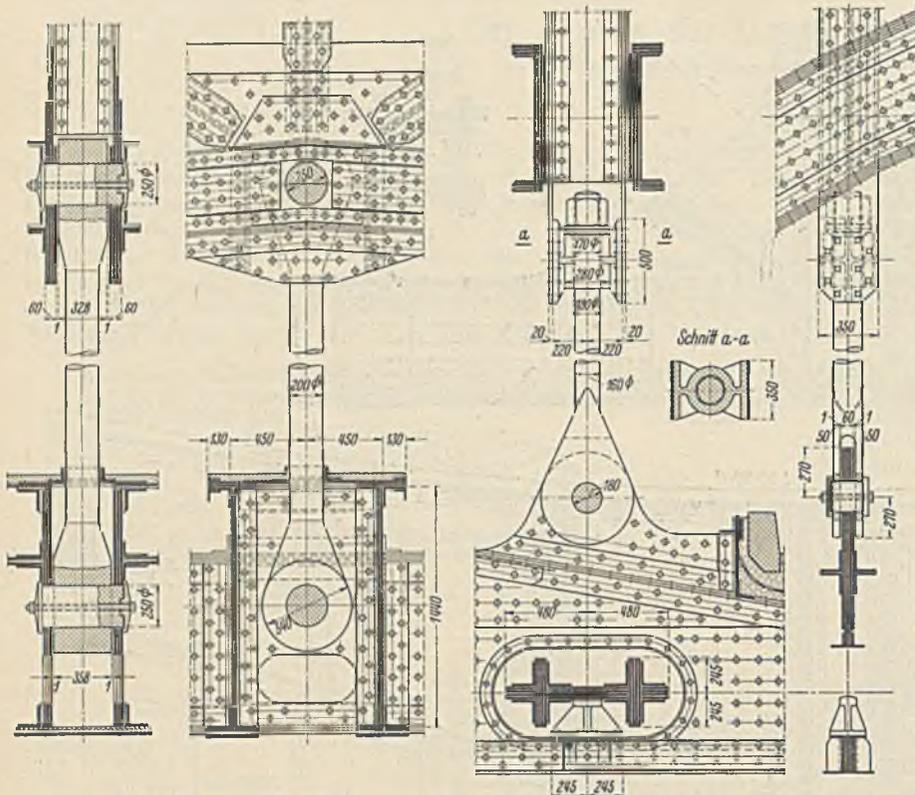


Abb. 15. Aufhängung der seitlichen und mittleren Hängestangen.

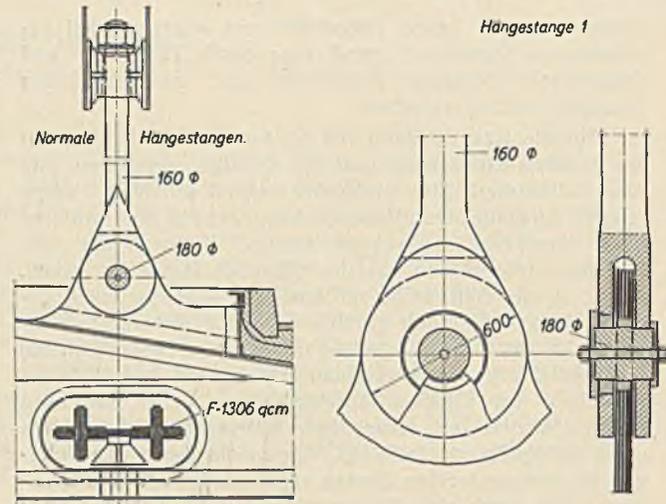


Abb. 16. Allseits bewegliche untere Aufhängung der seitlichen Hängestange in Punkt 1.

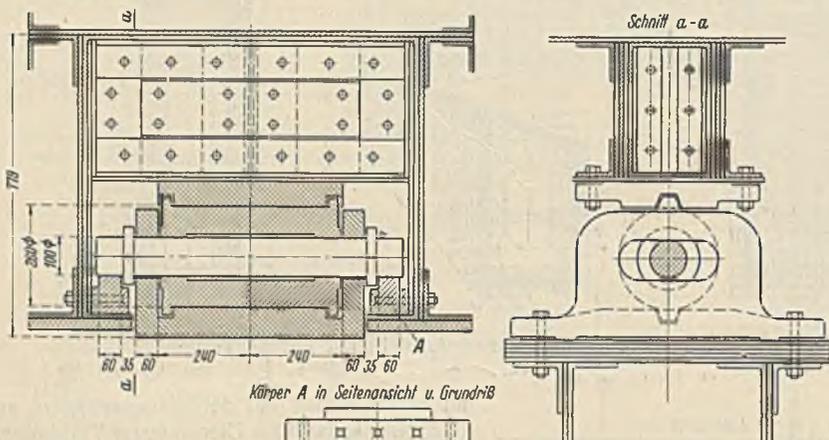


Abb. 17.

Bewegliches Auflager des Hauptlängsträgers für positive und negative Auflagerdrücke.

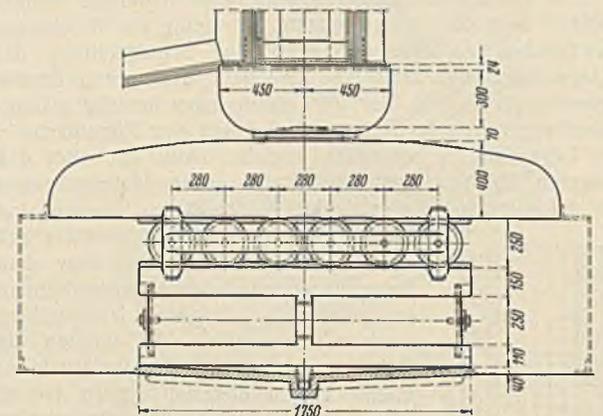


Abb. 20. Allseits bewegliches Lager.

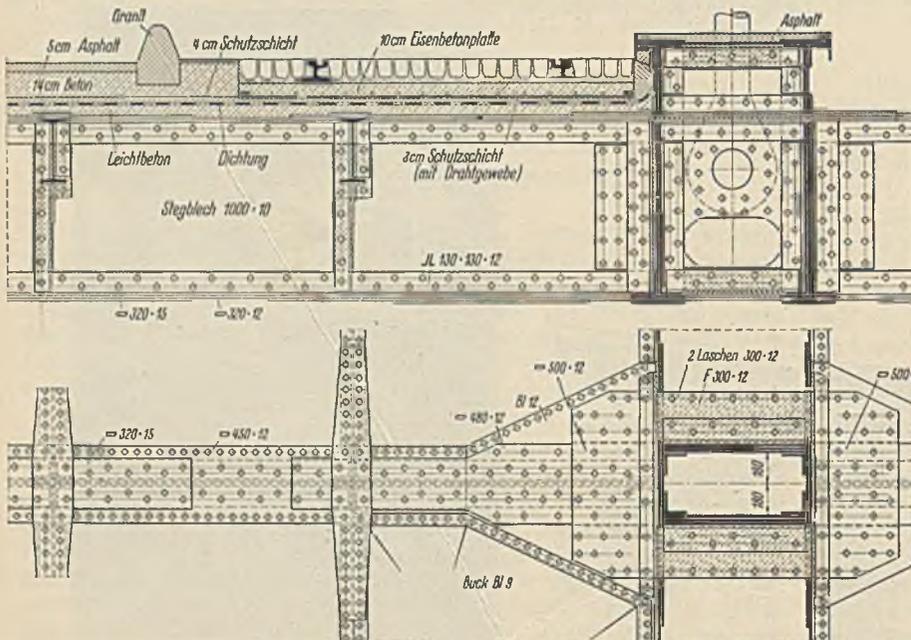


Abb. 19. Durchführung des Hauptquerträgers durch den Hauptlängsträger und Schnitt durch die Fahrabdeckung.

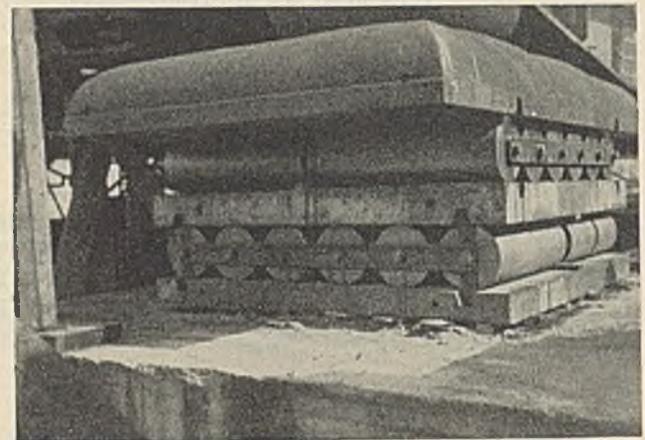


Abb. 21. Allseits bewegliches Lager.

geführt. Beim Hauptquerträger ist infolge der Schottbleche für die Aufnahme des Bolzens der Hängestangenbefestigung eine Spreizung der oberen Gurtplatten notwendig gewesen (Abb. 19).

Wegen der großen Entfernung der Hauptträger voneinander wurden querverschiebbliche Lager unter dem westlichen Hauptträger angeordnet. Das feste Lager ruht auf dem Reichsbahnfundament G. Die Lagerschalen haben eine Grundfläche von 1,75 × 1,75 m, die Rollen einen Durchmesser von 250 mm. Die Erfahrung bei der baulichen Unterhaltung aller Brücken im Bereich des Berliner Brückenbauamtes hat gezeigt, daß die Lager zum Anheben eingerichtet werden müssen, um etwaige spätere Nachstellungen der Rollen, Stelzen oder gar der unteren Lagerschalen vornehmen zu können. Aus diesem Grunde sind die Lagerschalen so groß ausgebildet worden, daß sie durch Pressen angehoben werden können (Abb. 20 u. 21). Zum Schutze gegen Schmutz und Sand, die sich stets in den Lagern ansammeln und die Bewegung behindern, sind die Lager mit einem abnehmbaren Blechmantel verkleidet worden.

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Eine 427 km lange Wasserleitung. Zur Versorgung von Süd-Kalifornien und insbesondere der Stadt Los Angeles mit Trinkwasser wird eine Anlage geplant, die an Umfang, nach den Baukosten, 220 Mill. \$, also fast eine Milliarde Reichsmark, zu urteilen, ihresgleichen suchen dürfte. Das Wasser soll aus dem Colorado-Fluß im Parker Canyon, etwa 240 km unterhalb der im Bau begriffenen Hoover-Talsperre, entnommen und durch eine 427 km lange Leitung mit einer Sekundärleistung von 42,5 m³ der Verwendungsstelle zugeführt werden. An der Entnahmestelle wird ein Staudamm errichtet werden, der das Wasser dem Einlauf zuleiten, das mitgeführte Geschiebe aufhalten und so viel Wasser speichern soll, wie nötig ist, um den für die Pumpanlagen der neuen Wasserleitung nötigen Strom zu erzeugen. Daneben soll hier so viel Energie zur Abgabe an Außenstehende erzeugt werden, daß die Anlage sich selbst bezahlt macht. Die Möglichkeit, diesen Staudamm zu errichten, hängt vom Einverständnis des Staates Arizona ab; ist dies nicht zu erreichen, so muß der Strom zum Betriebe der Pumpanlagen aus dem Kraftwerk an der Hoover-Talsperre bezogen werden.

An der Entnahmestelle wird das Wasser zunächst 164 m hoch gehoben, um in einem 20 km langen Tunnel durch das Whipple-Gebirge geleitet zu werden. Dann folgt eine 82 km lange Strecke, in der das Wasser mit natürlichem Gefälle zum Teil in einem offenen Gerinne, zum Teil in einer gedeckten, im offenen Einschnitt herzustellenden Leitung fließt. Auf einen sich hieran anschließenden Tunnel folgt wieder ein Heben des Wassers in drei Stufen von 63 m, 86 m und 149 m Höhe. Hier wird ein Ausgleichbecken eingebaut. Von der nunmehr erreichten Höhe von 554 m über dem Meere fließt das Wasser unter dem Einfluß der Schwerkraft in das Speicherbecken von Puddingstone auf 305 m Seehöhe, von wo es den Verbrauchern zugeführt wird. In dieser Strecke liegt ein Steilabfall über 124 m. Mehr als die Hälfte dieser Strecke kommt in Tunnel zu liegen; sie zieht sich auf über 150 km Länge am Südhänge des San Bernardino-Gebirges hin und durchdringt dann das San Jacinto-Gebirge.

Im ganzen enthält die Wasserleitung, wie Public Works vom November 1931 berichtet, 119,3 km offenes Gerinne, 129 km an der Erdoberfläche liegendes, aber abgedecktes Gerinne, 3,5 km Druckstollen, 145 km Tunnel mit Spiegelgefälle, 26 km Düker, die teils in Stahlrohr, teils in Beton ausgeführt werden sollen.

Die Tunnel werden zum großen Teil festen Granit durchdringen. Die Wasserleitung kreuzt zwei Verwerfungen, die, wenn hier Tunnel angelegt würden, eine Gefahr für den Bestand der Anlage bei Erdbeben bedeuten könnten. Man spricht in jener Gegend nicht gern von der Bedrohung durch Erdbeben, muß aber doch bei allen Bauten weitgehende Rücksicht darauf nehmen, daß sie einen Erdbebenstoß überdauern könnten. Eine Zerstörung des Wasserleitungstunnels durch ein Erdbeben würde für die Gegend, die auf dieses Wasser angewiesen ist, unabsehbare Folgen haben, und das Verwerfungsgebiet, wo die Gefahr einer Beschädigung besonders groß ist, wird daher in über Tag liegenden Leitungen gekreuzt, so daß Wiederherstellungsarbeiten bei etwa auftretenden Beschädigungen mit verhältnismäßig geringen Schwierigkeiten auszuführen sind.

Die Tunnelstrecken erhalten einen eiförmigen Querschnitt von 4,9 m Höhe. Das offene Gerinne hat an der Sohle eine Breite von 7,9 m, die Wassertiefe beträgt 3,43 m, die Böschungen sind mit Beton befestigt und unter 1,5:1 geneigt.

Die Vorarbeiten für die vorstehend erörterte Anlage haben sechs Jahre in Anspruch genommen. Im Januar 1930 wurden die Pläne fertiggestellt. Wegen Aufbringung der zur Ausführung erforderlichen Kosten mußte man sich an die Wähler wenden; ein Volksentscheid hat mit einer Mehrheit von 5:1 die Aufnahme der nötigen Anleihe genehmigt. Wkk.

Der Umbau des General-Terminus-Kais und des Plantation-Kais im Hafen von Glasgow erwies sich nach Dock Harbour 1932, Nr. 142, als nötig, da einerseits der Hafen vertieft werden sollte, andererseits ein Teil der vorhandenen Kais stark erneuerungsbedürftig war. Der alte Terminus-Kai ist 1850 gebaut und nach einer Vertiefung des Hafens im Jahre 1884 auf 3,81 m durch an der Vorderseite eingerammte Pfähle verstärkt worden. Die Sohle der Kaimauer lag nunmehr 1,22 m über der Hafensohle. Gleichzeitig wurde damals der Kai rückwärtig verankert.

Schließlich zeigten sich aber im Laufe der Zeit Zerstörungen. Zudem sollten die vorhandenen Kohlenkrane durch eine neue Bekohlungsanlage ersetzt werden. Man entschloß sich infolgedessen dazu, den Kai auf eine Länge von 388 m zu erneuern. Zu diesem Zweck wurde vor der alten Kaimauer im Abstände von 7,625 m eine neue Kaimauer errichtet. Gleichzeitig damit wurde der Hafen auf 7,32 m Wasserhöhe vertieft. Die neue Kaimauer lag damit mit den vorhandenen des Mavisbank-Kais und des Springfield-Kais bündig, während die alte Kaimauer 7,625 bzw. 2,035 m zurücklag. Zunächst mußte die Pfahlverankerung des alten Kais entfernt werden. Die Pfähle wurden von einem besonderen Bauprahm aus gezogen, da es nicht ratsam schien, die Kaimauer durch besondere Belastung zu gefährden. Zunächst wurde vor der alten Kaimauer eine Pfahlspundwand aus 30 cm dicken Holzpfählen von 13,115 bis 13,42 m Länge bis 3,965 m unter die Sohle eingerammt. In einem Abstände von 5,795 m davon wurde eine Stahlspundwand geschlagen, die 2,765 m unter die Kaisohle reichte. Der Raum zwischen den beiden Spundwänden wurde durch Querstahlspundwände in einzelne Abteilungen von 9,15 m Breite unterteilt.

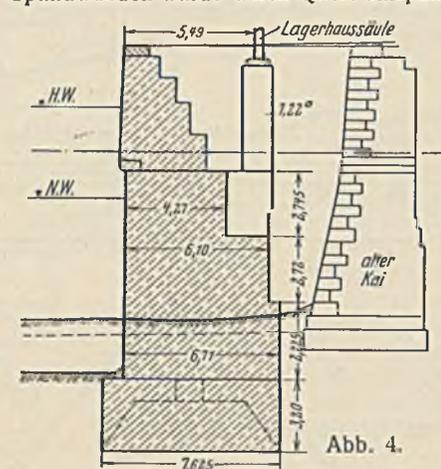


Abb. 4.

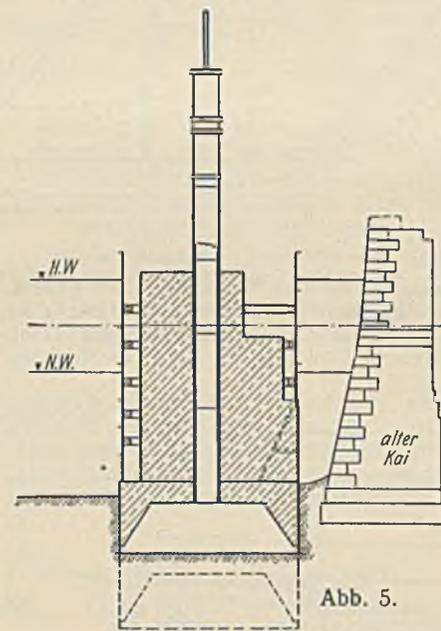


Abb. 5.

Diese Abteilungen wurden ausgebaggert und mit Beton gefüllt. Die Holzpfähle wurden hierauf 3,22 m über NNW abgeschnitten und durch besondere Anker in der Betonmasse verankert. Zum Ausgleich wurde auf der so erzielten Betonmauer eine Leiste aus gegossenen, an der Vorderseite mit Granit verkleideten Betonblöcken von 1,83 m Länge aufgebracht, auf der dann der letzte Teil des Kais in Beton hergestellt wurde. Die Vorderseite der Kaimauer ist mit einer 15 cm dicken Granitschicht verkleidet und die Fahrbahn aus Granitblöcken von 1,065 x 0,356 x 0,406 m hergestellt. In der Kaimauer befinden sich Entwässerungsröhre von 230 mm Durchm. im Abstände von 18,3 m. Abb. 1 zeigt die Ausführung. Die Rückseite der Kaimauer wurde mit einer Schicht von Kies und mit Asche hinterfüllt und auf der Gesamtlänge 4,575 m unter Oberkante ein Entwässerungrohr von 300 mm Durchm. eingelegt, das mit dem Hafen verbunden ist.

In ähnlicher Weise wurde ein Teil des Plantation-Kais, wie Abb. 2 u. 3 zeigen, hergestellt, der ebenfalls 7,625 bis 9,15 m vor der alten Kaimauer errichtet wurde. Der übrige Teil des Kais mußte auf Senkkasten errichtet werden. Es wurden vier Senkkasten von 21,25 m Länge, 7,625 m Breite und 3,20 m Höhe im Abstände

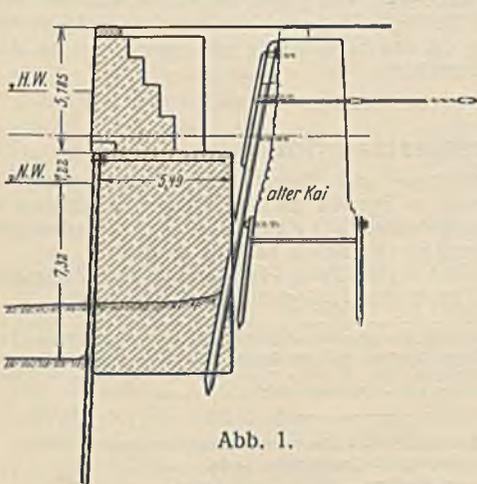


Abb. 1.

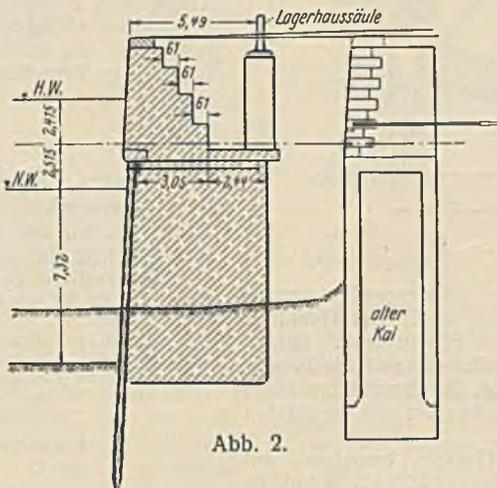


Abb. 2.

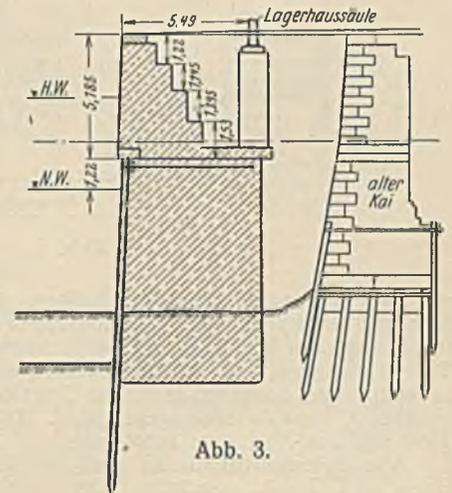


Abb. 3.

von 1,22 m bis zu einer Tiefe von 17 m unter Kaloberkante abgesenkt. Jeder Senkkasten besitzt zwei Druckrohre und eine 2,29 m hohe Arbeitskammer. Die äußeren Platten des Senkkastens sind 8 mm, die inneren 6 mm dick. Sie sind durch Plattenträger versteift, die im Abstände von 1,22 m liegen. Von der Außenhaut des Senkkastens gehen nach oben 9,455 m lange Stahlschienen, die den aufgetragenen Beton umschließen. Abb. 4 u. 5 zeigen die Herstellungsweise. Schmid.

Hamilton-Staumauer im Coloradoflußtal, Tex. Im Flußtal des Colorado in der Nähe von Burnet, Tex., hat die Emery, Peck & Röckwood Development Co., Chicago, 1930 den Bau einer bemerkenswerten Kraftgewinnungsanlage begonnen, die aus drei, in verschiedenen Höhen angeordneten Stau- und Kraftwerken bestehen wird. Nach Eng. News-Rec. 1933, Bd. 110, Nr. 2 v. 12. Jan., S. 59, wird zunächst nur die oberste Stufe,

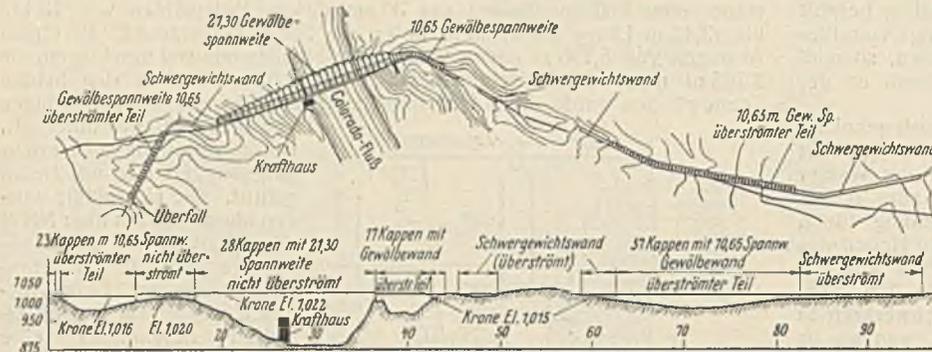


Abb. 1.

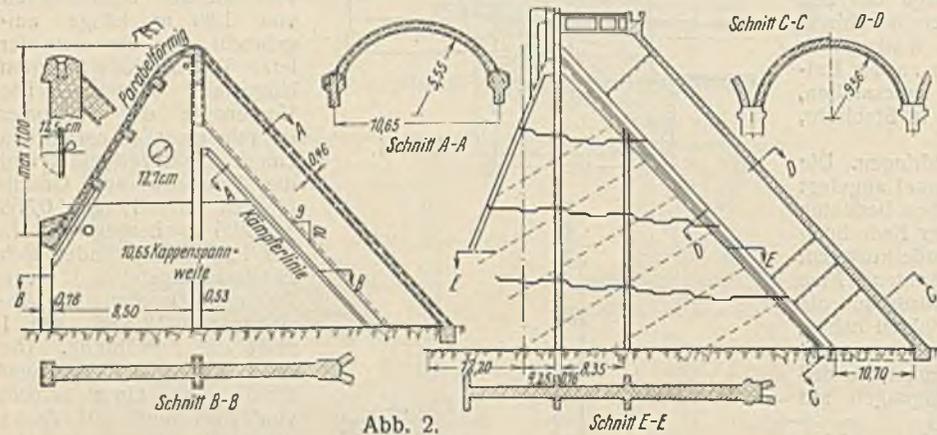


Abb. 2.

durch die ein Ausgleichbecken geschaffen werden soll, gebaut. Dieses Werk liegt etwa 16 km westwärts von Burnet, das zweite ist weitere 24 km stromabwärts unterhalb der Einmündung des Llano mit 10 m Stauhöhe und das dritte 32 km talwärts mit 15 m Stauhöhe geplant (Abb. 1).

Die oberste Staumauer, die als „Hamilton-Damm“ bezeichnet ist und etwa 158 km stromaufwärts von dem im Jahre 1900 durch die Flut zerstörten „Austin-Damm“ liegt, wird innerhalb des Flußbettes eine größte Höhe von 47 m haben und ein Becken von 88 ha (21 750 acres) abschließen. Wie Abb. 1 zeigt, besteht diese Staumauer bei einer Gesamtlänge von

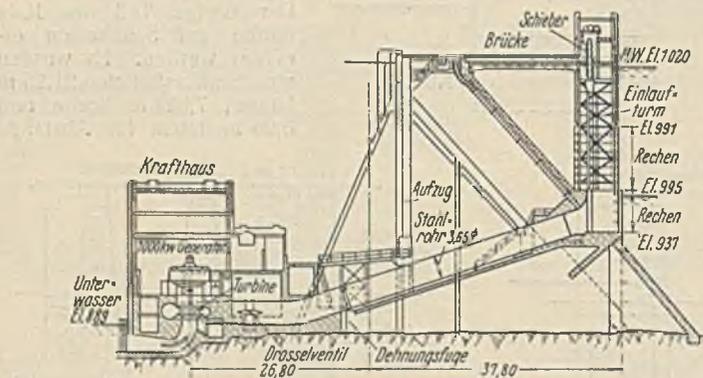


Abb. 3.

rd. 2500 m aus einzelnen Abschnitten, die aus Schwergewichtmauern bzw. aus schräg stehenden Gewölbekappen gebildet sind. Der Hauptteil im eigentlichen Flußbett in Gewölbekapenweise ist 600 m lang. Dieser Teil ist im Querschnitt in Abb. 2, rechts, dargestellt, während die beiden anderen, weiter nordwärts laufenden Gewölbekappen, die überflutet werden, in Abb. 2, links, wiedergegeben sind. Die Spannweiten der gewölbten Teile sind aus Abb. 1 zu entnehmen.

Alle Betonkonstruktionen sind auf festem Gestein, bestehend aus Gneis und Granit, gegründet. Der Hauptteil der gewölbten Wand im

eigentlichen Flußbett ist in zwei Abschnitten zwischen Fangedämmen gegründet. Während der Ausführung der zweiten Hälfte dieses Abschnittes wurde der Fluß durch je drei Öffnungen am Fuße von drei benachbarten Gewölbekappen von $2,4 \times 2,4$ m Querschnitt abgeleitet. Diese Durchlaßöffnungen wurden später durch Stahlschütze abgeschlossen und mit Beton umkleidet. Die Zwischenpfeiler für die Gewölbekappen wurden getrennt für sich geschüttet, wobei fahrbare Drehkrane verwendet wurden.

Das Krafthaus liegt am rechten Flußufer unmittelbar hinter dem hohen Teil der Gewölbekappe. Der Einlauf des Druckrohres ist verhältnismäßig weit gehalten, um die Geschwindigkeit des Wassers hier herabzumindern (Abb. 3).

Einlaufschütze und Rechen werden von einem Turm aus bedient, der auf einer Gewölbekappe ruht und aus einer mit Beton ummantelten Stahlkonstruktion besteht. Durch ein System von Rohren, die am Fuß der Rechen ausmünden, ist deren Freispülung ermöglicht. In dem aus Beton errichteten Schieberhaus, das auf den Stahltürmen ruht, läuft ein 75-t-Kran zur Bedienung der Schütze.

Die Druckstollen bestehen aus Stahlrohren von rund 50 m Länge und 3,65 m Durchm. Am unteren Teile, also am Eintritt in das Krafthaus, sind die Absperrventile angeordnet. Die Druckrohre, von denen entsprechend den beiden Kräfteinheiten zunächst zwei fertiggestellt sind, werden durch schräge, aufwärts unter den Gewölbekappen verlaufende Stahlrohre von 61 cm Durchm. entlüftet.

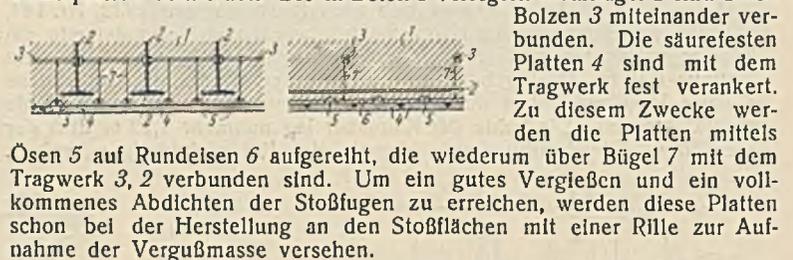
Das Krafthaus besteht aus Beton mit Stahlgerippebewehrung. Die beiden Kräfteinheiten sind Francis-turbinen mit lotrechter Achse, bemessen für Druckhöhen von 20 bis zu 38 m. Beim höchsten Wasserdruck laufen sie mit 171 Umdr./min. Die Kräfteerzeuger sitzen auf den verlängerten Turbinenachsen und entwickeln Wechselstrom von 12 500 kVA und 13 800 V Spannung.

Der Beton für die Staumauer wurde in drei verschiedenen Gütegraden hergestellt, und zwar für die Gewölbekappen mit nachgewiesener Festigkeit von 215 kg/cm² nach 28 Tagen Abbindezeit, für die Stützpfiler mit 180 kg/cm² und für die Schwergewichtmauern mit einer Festigkeit von 142 kg/cm². Der Sand wurde aus dem Llano Flußbett, die übrigen festen Zuschlagstoffe wurden aus unmittelbarer Nähe der Baustelle angelegten Felsbrüchen gewonnen. Die von stählernen Lehrbögen getragene Schalung der Gewölbekappen wurde versetzt, nachdem der Beton eine Festigkeit von 72 kg/cm² erreicht hatte. Die Schwergewichtmauern erhielten in Abständen von etwa 6 m Dehnungsfugen, während bei den gewölbten Teilen der Stauhöhe keine Dehnungsfugen angeordnet sind.

Die Arbeiten an der Hamilton-Staumauer begannen im Mai 1931; Unternehmerin für die gesamten Arbeiten ist die Fegles Construction Co., Minneapolis, Minn. Der Bau dieses Stau- und Kraftwerkes soll 6 Mill. \$ kosten. —Zs.—

Patentschau.

Isolierplattenverkleidung für Massivbrücken, insbesondere gegen die schädlichen Einflüsse von Rauchgasen. (Kl. 19d, Nr. 552 161 vom 21. 5. 1930 von Dipl.-Ing. Otto Wiesler in Dortmund.) Um die Zerstörung des Betons und der Eiseneinlagen an der Unterseite der Brücke durch die schädlichen Rauchgase zu vermeiden, wird die Unterseite der Brücke mit Isolierplatten verkleidet. Die in Beton 1 verlegten Walzträger 2 sind durch



Bolzen 3 miteinander verbunden. Die säurefesten Platten 4 sind mit dem Tragwerk fest verankert. Zu diesem Zwecke werden die Platten mittels

Ösen 5 auf Rundisen 6 aufgereiht, die wiederum über Bügel 7 mit dem Tragwerk 3, 2 verbunden sind. Um ein gutes Vergießen und ein vollkommenes Abdichten der Stoßfugen zu erreichen, werden diese Platten schon bei der Herstellung an den Stoßflächen mit einer Rille zur Aufnahme der Vergußmasse versehen.

Personalmeldungen.

Preußen. Der Regierungs- und Baurat (W.) Klenner ist von der Oderstrombauverwaltung in Breslau an die Wasserbaudirektion in Münster i. W., der Regierungsbaurat (W.) Kienast vom Wasserbauamt in Norden an das Wasserbauamt in Ratibor versetzt worden. Der Regierungs- und Baurat (W.) Fritz Fischer bei der Wasserbaudirektion in Münster i. W. ist in den Ruhestand versetzt worden.

INHALT: Chemische Abdichtung von Bauwerken und Baugruben. — Der Neubau der Jannowitzbrücke in Berlin. — Vermischtes: 427 km lange Wasserleitung. — Umbau des General-Terminus-Kais und des Plantation-Kais im Hafen von Glasgow. — Hamilton-Staumauer im Coloradoflußtal, Tex. — Patentschau. — Personalmeldungen.