

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 3. April 1931

Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

Grundwassersenkung oder Tiefdränage?

Von Ministerialrat Arp, Berlin, und Regierungsbaurat Dettmers, Harburg-Wilhelmsburg.

Bei der Gründung von Bauwerken ist der Kampf mit dem Grundwasser eine der wichtigsten und interessantesten Aufgaben des Bauingenieurs. Während man früher, wenn die „Tageswasserhaltung“ nicht mehr ausreichte, klein beigab und wenigstens den unteren Teil des Bauwerks unter Wasser betonerte, führt man seit einigen Jahrzehnten den Kampf auf das Äußerste durch und senkt das Grundwasser ab oder vermindert seinen Druck soweit, daß die Gründungssohle völlig trocken liegt, dem Auge des Bauleiters nichts verborgen bleibt und dem Wasser keine Gelegenheit zu ausspülender oder zersetzender Wirkung am frischen Bauwerk gegeben ist. Die Mißerfolge bei Gründungen sind seitdem bedeutend seltener geworden. Durch die Anwendung der engen eisernen Brunnen mit Gazefiltern, die für alle Verhältnisse passen, ist es möglich geworden, das Verfahren der Grundwassersenkung stark zu normen. Das bringt den Vorteil mit sich, daß die normalen Geräte und die Erfahrung in ihrer Anwendung bei fast allen bedeutenderen Bauunternehmungen angetroffen werden und durch die Häufigkeit der Anwendung die Vorhaltungskosten herabgesetzt werden können. Es liegt aber auch eine gewisse Gefahr darin, nämlich die, daß jede Baustelle leicht nach Schema F behandelt wird, während es zur Ersparung unnötiger Einrichtungs- und Betriebskosten unbedingt erforderlich ist, die Verhältnisse der Baustelle in bezug auf Boden- und Grundwasserschichten, Wassermengen, Bauplan usw. vorher sorgfältig zu prüfen. Wie durch Einrichtung von Hilfsstaffeln bei umfangreichen Absenkungen gespart werden kann, ist an dem Beispiel der Grundwassersenkung beim Bau der Doppelschleuse in Wesermünde-Geestemünde in der Z. f. Bauwes. 1926 gezeigt¹⁾. Auch ist dort dargelegt, daß die Gazebrunnen nicht für alle Verhältnisse das geeignetste sind, sondern daß Brunnen aus einheitlichen — nicht zu elektrolytischen Verkrustungs- und Zerstörungerscheinungen Anlaß gebenden — Stoffen, z. B. Holz, Vorteile bieten können. Über neuere verbesserte Brunnenarten ist auch in der Bautechn. 1930 Mitteilung gemacht worden²⁾.

Einen Fortschritt bei mehrstaffeligen Anlagen bedeutet die Einführung der Tiefbrunnenpumpen, die in den letzten Jahren mehrfach Beweise ihrer wachsenden Zuverlässigkeit geliefert haben³⁾.

Aber trotz aller Verbesserungen ist das Verfahren der Grundwassersenkung doch recht kostspielig. Es verschlingt bei vielen Bauausführungen einen hohen Anteil der gesamten Baukosten. Der Gerätesatz erfordert hohe Anschaffungskosten; viele seiner Teile sind starken Abnutzungen und zerstörenden Einflüssen ausgesetzt; das Bohren der Brunnen ist eine zeitraubende und teure Arbeit. Die Anlage verlangt vom Beginn ihrer Herstellung bis zu ihrem Abbau eine dauernde sorgfältige und sachverständige Überwachung. Die für mittlere Verhältnisse gebaute Pumpen arbeiten häufig mit einem sehr schlechten Wirkungsgrad, der bisweilen noch durch mitgeführte Gase oder durch eingesogene Luft stark herabgesetzt wird. Es liegt ferner in der Natur des Verfahrens, daß erheblich mehr Wasser abgepumpt werden muß und daß die Förderhöhe um mehrere Meter größer ist als der Höhenlage der Bauwerksohle entspricht. Unter diesen Umständen lohnt sich schon die Mühe, vor Einrichtung der Grundwassersenkung sehr sorgfältig zu untersuchen, ob sie nicht durch einfachere Maßnahmen ganz oder doch zum Teil ersetzt werden kann. Die schlimmste Sünde wider den Geist der Gründungskunst begeht man natürlich, wenn man eine Grundwassersenkung dort ansetzt, wo sie gar nicht nötig ist oder wo sie nach Lage der Verhältnisse gar nicht zum Erfolg führen kann. Beides soll vorkommen. Solche Fehler müssen unbedingt vermieden werden. Das ist wohl immer möglich, wenn man sich den geologischen Aufbau an der Baustelle an Hand der bei den Bohrungen gemachten Beobachtungen klar macht und unter ähnlichen Verhältnissen gemachte Erfahrungen zu Rate zieht.

Die einfachste und billigste Art der Grundwasserbekämpfung ist noch immer die Tageswasserhaltung mit oberflächlicher Zuleitung des Wassers zu Pumpensümpfen. Senkt man die Pumpensümpfe tiefer ab, versieht sie mit filternder Sohle und pumpt mit einer auf den Wasserandrang gut abgestimmten Pumpe ständig ab, so hat man eine Grund-

wassersenkung der einfachsten Art, die für kleine Baustellen mit geringem Wasserandrang häufig ausreicht. Nach der Bautechn. 1928⁴⁾ haben sich bei Kanalisationsarbeiten der Emschergenossenschaft besondere „Sicherheitsbrunnen“ gut bewährt. Sie bestehen aus zwei ineinanderstehenden, 2 bis 3 m langen Filterrohren mit Kiesfüllung zwischen den Rohren, die durch eine Bodenklappe hindurch in wenigen Minuten in den trocken zu legenden Sanduntergrund eingespült werden und dann sofort als tiefe Pumpensümpfe betriebsfertig sind.

Man kann die Wirkung von Pumpensümpfen auf die Absenkung des Grundwassers leicht verstärken, wenn man sie mit den Stellen der Böschungen und Sohle, aus denen die Grundwasserdruckkurve heraustritt, die daher schwimmen, durch Dränageleitungen verbindet. Bei allen Dränagen muß man nur von vornherein darauf achten, daß sie durch Eindringen von Sand nicht unwirksam werden. Eine poröse Ton- oder Betonrohrleitung mit gedichteten Fugen und mit gemischt-körnigem Kiesand umgeben, wird diese Bedingungen stets erfüllen. Feinsandigen Schichten, die das Wasser nur schwer abgeben, kann man mit derartigen Sickergängen besser beikommen als mit Brunnen, die nur auf nahen Abstand wirksam werden.



Abb. 1.

Wenn es nur leicht möglich wäre, solche durch Kiesschutz mit vollkommener Filterwirkung versehene Dränageleitungen von vornherein in größerer Tiefe zu verlegen, dann könnte man ganz ohne senkrechte Filterbrunnen die wirksamste und billigste Grundwasserabsenkung ausüben, die man sich denken kann; denn die Fördermengen und -Höhen für die Pumpen, die ganz auf die gleichmäßig zufließende Wassermenge eingestellt werden können, sind auf das geringste Maß zurückgeführt und alle Störungen durch Gase des Grundwassers oder mitgesaugte Luft oder durch das Verkrusten und Zersetzen der Gazefilter infolge elektrolytischer Wirkungen fallen fort. Ein Beispiel, in dem es möglich war, eine solche Tiefdränage für eine große Baustelle mit Vorteil anzuwenden, soll im folgenden mitgeteilt werden:

In Wesermünde-Geestemünde war auf der Ostseite des „Neuen Hafens“ gleichlaufend zu dessen Ufermauer die 380 m lange massive Versteigerungs- und Packhalle X zu errichten, auf einem Gelände, das durch Aufspülung einer rd. 5 bis 6 m starken Schicht Wesersand über dem Schlick des ehemaligen Bettes der Lune-Weser wenige Jahre zuvor gewonnen war. Die in den Haupttragteilen aus Eisenbeton zu errichtende Halle sollte auf hölzernen, bis zum diluvialen Sande reichenden Rammpfählen gegründet werden. Im ganzen waren 1500 Stück Pfähle von 11 bis 15 m Länge in 470 Pfeilern vereinigt für die Gründung vorgesehen. Da die Packhalle auf ganzer Länge in $\frac{1}{3}$ ihrer Breite zu unterkellern war, reichten die Eisenbetonpfeiler bis zu 2,70 m unter Gelände hinab (Abb. 2). Unterkante Kellersohle lag 1,90 m unter Gelände und noch rd. 0,50 m unter dem höchsten Grundwasserstande. Für die Ausführung, insbesondere während der Herstellung und Erhärtung der sehr dünn gehaltenen Eisenbetonsohle, war eine sicherwirkende Grundwassersenkung nötig. Sie wäre in üblicher Weise mit Brunnen möglich gewesen, hätte aber unverhältnismäßig hohe Kosten verursacht, da der feine Sand sein Wasser nur schwer abgab. Das Grundwasserbecken im aufgespülten Sande hatte zwar denselben Horizont wie das unter dem etwa 5 m starken dichten Schlick und Klei liegende, stand aber mit ihm in keiner unmittelbaren Verbindung. Eine Probe hatte bereits gezeigt, daß unter diesen Verhältnissen der

⁴⁾ Bautechn. 1928, Heft 43, S. 639 ff.

¹⁾ Z. f. Bauw. 1926, S. 77 ff.

²⁾ Bautechn. 1930, Heft 9, S. 127 ff.

³⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 25, S. 394.

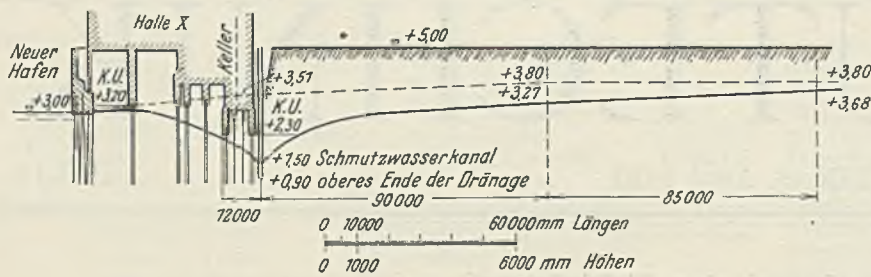


Abb. 2.

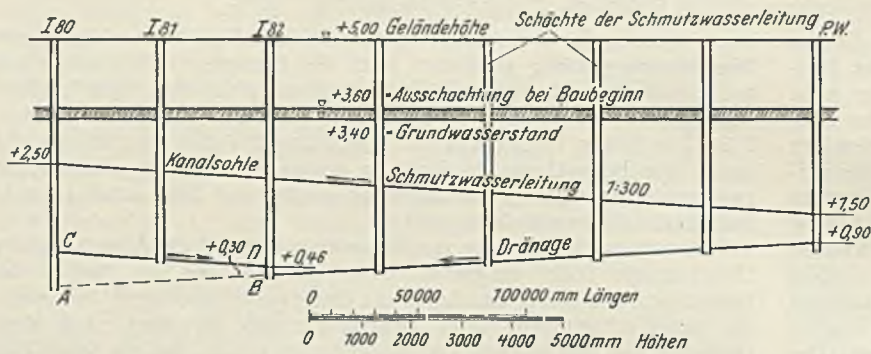


Abb. 3.

Wasserandrang nur schwach war und ein Nachströmen vom Hafen her nur sehr langsam geschah. Eine einfache Tageswasserhaltung hätte aber nicht genügt, da der Sand bei dem geringsten Wasserdruck die Eigenschaften von Triebssand annahm. Diese Umstände, zusammen mit der Notwendigkeit, zum Zweck der dauernden Kellerentwässerung eine tiefe Abwasserleitung zu verlegen, führte zu der Lösung, die Sammlung des Grundwassers mit einer Tiefdränage zu bewirken.

Das in den Kellern anfallende Schmutzwasser sollte durch eine Tonrohrleitung einem kleinen Pumpwerk P.W. zugeführt werden (Abb. 1). Dieses hebt das Wasser in die allgemeine Schmutzwasserleitung des Fischereihafens, durch die es in die Weser geleitet wird. Bei späterer Erweiterung des „Neuen Hafens“ nach Süden hin ist im Anschluß an Halle X eine weitere, ebenfalls unterkellerte Halle vorgesehen. Das Pumpwerk P.W. soll dann auch die Kellerabwässer der weiteren Halle aufnehmen. Es ist daher am Süden der Halle X angeordnet worden.

Der Grundwasserstand lag bei Baubeginn im Durchschnitt auf etwa +3,40 m G.P. (G.P. = Geestemünder Pegel, Geestemünder Pegelnull = -1,925 m NN). Die Unterkante der Rohrleitung für die Kellerentwässerung liegt am oberen Ende auf +2,50 m G.P. und am unteren Ende auf +1,50 m G.P. Die Leitung ragt also bis zu 2 m ins Grundwasser hinein.

Führte man die dicht an der Hallenrückwand vorgesehene Abwasserleitung vor den Gründungsarbeiten aus, und benutzte man die Kanalisationsbaugrube zur Verlegung einer tiefen Dränageleitung, so konnte man darauf rechnen, mit Hilfe dieser die Gründung der ganzen Halle im Trockenen zu bewirken.

Zur Herstellung der Rammebene war die Gründungsfläche der Halle bis +3,60 m G.P., also etwa 20 cm über dem Grundwasserspiegel, ausgeschachtet worden. Die Rammarbeiten liefen zeitlich neben den Entwässerungsarbeiten her.

Die Dränageleitung bestand aus zwei Strängen poröser Betonrohre (Baßmannrohre)⁵⁾ von 14 cm Lichtweite. Diese leiteten das Grundwasser in einen Pumpenschacht I 80 (Abb. 3). Unter ihrem Einfluß konnte die senkrecht über der Dränageleitung liegende Schmutzwasserleitung (Kellerentwässerung) nach teilweiser Wiederverfüllung der Baugrube im Trockenen verlegt und gedichtet werden (Abb. 4e u. f). Da aus örtlichen Gründen die Bauarbeiten im Norden beginnen mußten, mußte auch der Pumpenschacht I 80 für das Dränagewasser im Norden angelegt werden. Da ferner, wie oben bereits ausgeführt, die Schmutzwasserleitung nach dem im Süden gelegenen Pumpwerk P.W. entwässert, halte in diesem Falle aus besonderen örtlichen Gründen die Dränageleitung umgekehrtes Gefälle wie die darüberliegende Schmutzwasserleitung (Abb. 3), und kam dadurch verhältnismäßig tief zu liegen.

Zu Beginn der Bauarbeiten wurde der 1,80 × 1,80 m i. l. weite Pumpenschacht I 80 angelegt. Als Einfassung dienten hölzerne Spundbohlen. Zum Schutze gegen Eindringen von Sand wurde die Sohle mit Kies befestigt. Aus demselben Grunde wurde an der Einmündung der Rohrbaugrube in den Schacht ein Kiesfilter eingebaut.

⁵⁾ D. R. P. Lieferant Rechnungsrat Baßmann, Altona-Ottensen, Richardstr. 1.

Die hölzernen Spundwände waren durch den Unternehmer ohne Zuhilfenahme des Spülverfahrens in den Sand eingerammt und daher, wie zu erwarten, nicht dicht. Beim Abpumpen des Wassers aus dem Schacht trieb der Sand von den Seiten durch die Undichtigkeiten der Spundwand in den Schacht hinein. Die Ausschachtung des Bodens bereitete daher gewisse Schwierigkeiten. Diese hätten sich durch geeignete Maßnahmen, wie z. B. Verwendung von eisernen oder eingespülten hölzernen Spundbohlen, vermeiden lassen.

Mit fortschreitender Vertiefung des Brunnenschachtes wurde die Baugrube für die Schmutzwasser- und Dränageleitung in Angriff genommen. Anfangs geschah die Verbauung der Baugrube bis etwa 1 m ins Grundwasser hinein in üblicher Weise mit waagerechter Verbohlung und Absteifung und nur im unteren Teil mit abgesteiften Spundbohlen. Die waagerechte Verbohlung wurde indessen bald als unzuverlässig aufgegeben und auch im oberen Teil Spundbohlenverkleidung ausgeführt (Abb. 4).

Die Spundbohlen wurden eingespült. Das Spülwasser wurde aus einer längs der Baugrube verlegten Spülrohrleitung entnommen, die an die Dränwasser-Pumpenanlage bei Schacht I 80 angeschlossen war, und von dieser gespeist wurde. Zum Niederbringen der Bohlen in den Boden genügte bei gleichzeitigem Spülen das Gewicht eines auf die Bohle tretenden Arbeiters ohne jegliche Rammarbeit. Durch drei bis vier Mann wurden in achtstündiger Arbeitschicht bis zu 20 lfd. m doppelseitige Baugrubeneinfassung aus 8 cm starken und 2 bis 3 m langen Bohlen eingespült.

Für die Ausschachtungsarbeiten erwies sich als zweckmäßig, jeweils möglichst lange Strecken auf einmal in Angriff zu nehmen, soweit es ohne übermäßigen Bedarf an Spundbohlen möglich war. Die Oberfläche der Ausschachtung hatte auf dieser ganzen Strecke in jedem Augenblick schwache Neigung in Richtung auf den Pumpenschacht zu. Das Grundwasser floß während des Ausschachtens ständig durch die Spundwände zu und über die Sandoberfläche in den Pumpenschacht. Es ergab sich im allgemeinen von selber, daß es sich in der Baugrubenachse in Gestalt eines Rinnsals sammelte und an den Seiten nächst den Spundwänden der Sand vom Wasser nicht bedeckt war (Abb. 4b). Eine wesentliche, für die Wirtschaftlichkeit der Bauart bedeutungsvolle Erschwernis der Ausschachtungsarbeiten durch das Wasser trat nicht ein, zumal die Mengen des abfließenden Wasser verhältnismäßig gering waren.

Irgendwelche Bodeneintreibungen von der Seite her oder Auftreibungen von der Sohle her zeigten sich bei der verhältnismäßig langsamen Vertiefung der Baugrube nicht. Die Pumpenanlage wurde von der Bauverwaltung vorgehalten und betrieben. Sie bestand aus einer vierzölligen Kreiselpumpe mit elektrischem Antrieb, die in einfachster Weise in einem kleinen regendichten Holzgehäuse betriebsfertig tragbar aufgebaut war. Die Pumpe konnte durch einen Schieber so gedrosselt werden, daß sich der Wasserstand im Pumpensumpf dauernd auf etwa annähernd gleichbleibender Höhe hielt, und eine Bedienung des Schiebers im allgemeinen nicht erforderlich war.

Der Ausschachtung der Baugrube folgte die Verlegung der Dränage auf dem Fuße (s. Abb. 4d). Um eine möglichst große Ergiebigkeit der Baßmannrohre zu erzielen, wurden sie ringsum mit feingeschlagenem Ziegelschotter umgeben (Abb. 5a). Danach wurde der Sand bis Unterkante Schmutzwasserleitung wieder eingebracht und durch Überstauen mit aus der Spülrohrleitung entnommenem Wasser sorgfältig eingeschlammmt. Nachdem die erste etwa 80 m lange Teilstrecke AB (s. Abb. 3) der Dränage bis Unterkante Schmutzwasserleitung verfüllt und eingeschlammmt war und mit dem Verlegen der Tonrohre begonnen werden sollte, verstopfte sich die Dränageleitung und versagte. Der wieder eingefüllte feine Sand war beim Einschlämmen in die Hohlräume zwischen den Ziegelschotter getrieben und darauf durch die Rohrstöße und Wandungen in die Rohre eingetreten. Daß der Sand fein genug war, um auch durch die Poren der Wandungen zu treten, ließ sich durch einen Versuch leicht nachweisen. Bemühungen, die Stränge durch Reinigen wieder zum Fließen zu bringen, hatten keinen dauernden Erfolg und wurden bald als zu wenig erfolgreich eingestellt. Um gründlich Abhilfe zu schaffen, wurde der Sand bis Oberkante Ziegelschotter wieder ausgeschachtet. Auf die Wiedergewinnung der verstopften Rohre und des Schotters wurde als unwirtschaftlich verzichtet. Auf dem freigelegten Schotter wurde vielmehr eine neue Dränageleitung CD (s. Abb. 3) eingebaut, und dem umgekehrten Gefälle dieser Stränge entsprechend die Pumpe von I 80 nach I 82 umgebaut. Die Dränage bestand wiederum aus zwei Strängen Baßmannrohren von 14 cm Lichtweite. Ihre Stöße wurden aber jetzt mittels Wergumwicklung gedichtet. Statt des Schotterfilters wurde ferner Weserfeinkies (Abb. 5b) mit etwa 80 % Feinem unter 7 mm eingebracht. Um die Kiesschüttung bei der verhältnismäßig geringen Baugrubenbreite von 80 cm nicht nur über und unter, sondern auch seitlich der Rohre möglichst

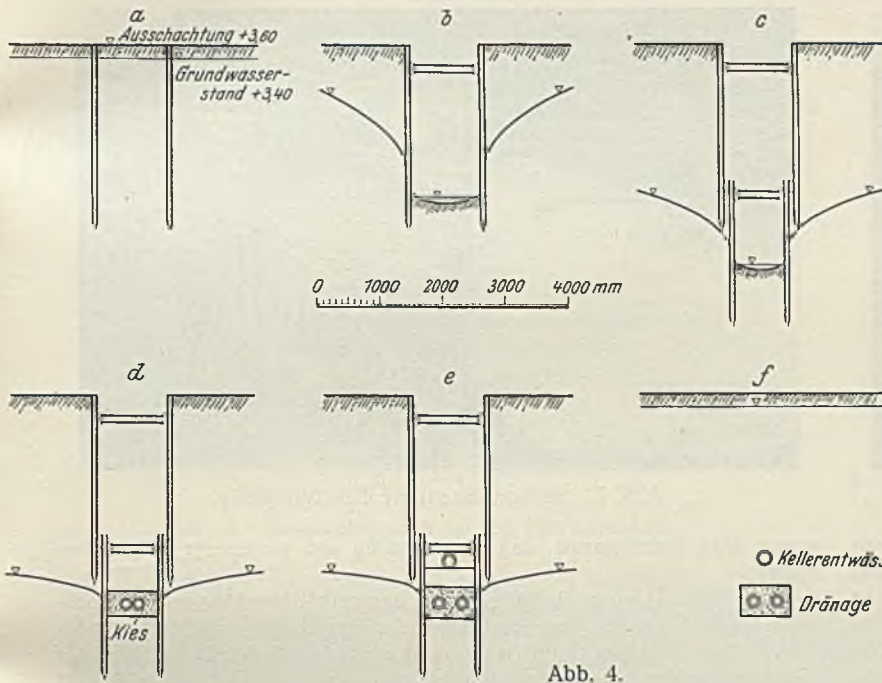


Abb. 4.

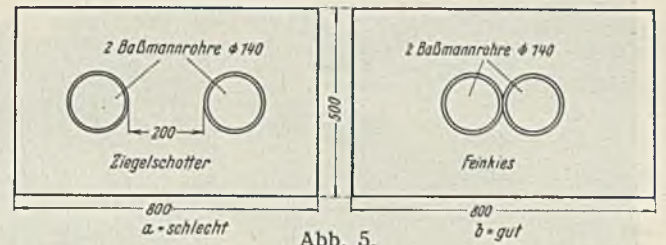


Abb. 5.

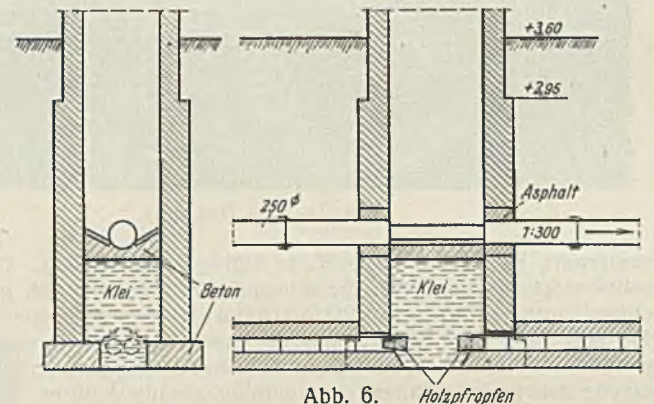


Abb. 6.

stark auszubilden, wurden die Rohrstränge dicht aneinandergerückt. Diese Anordnung hat sich gut bewährt. Irgend ein Sandeintritt in die Stränge ist seitdem bei der gesamten Ausführung nicht mehr beobachtet worden. Die senkrecht über der Dränage angeordnete Schmutzwasserleitung mußte auf frisch verfülltem Sandboden verlegt werden. Um trotzdem die nachträglichen Sackungen des Untergrundes möglichst gering zu halten, wurden bei der Sandverfüllung die Spundbohlen mittels Dreibocks und Flaschenzuges soweit hochgezogen, wie es ohne Einsturzgefahr für die Baugrube möglich war, und darauf wurde der Sandboden mit Hilfe der Spülvorrichtung überstaut und eingeschlämmt.

Die Leitung ist im Frühjahr 1927 fertiggestellt worden. Sie hat sich in ganzer Längenausdehnung nachträglich um 2 bis 3 cm gesetzt, ohne dabei undicht zu werden. Auch sonst haben sich auf die Art der Bauausführung zurückzuführende Schäden nicht ergeben.

Um bei etwa erforderlich werdenden Unterhaltungsarbeiten ohne große Kosten das Grundwasser wieder absenken zu können, wurde die Dränage im Untergrunde belassen (Abb. 6).

Durch das vorgeschilderte Bauverfahren der Vorkopf-Vortreibung einer Tiefdränage ist ohne nennenswerte Schwierigkeiten das Grundwasser

um über 3 m abgesenkt worden. Die Wirkung der Absenkung nach der Breite (s. Abb. 2) war stark genug, um das Betonieren des Keilers und der Grundpfeiler der Halle vollkommen im Trockenen ausführen zu können. Das Wasser wurde nur dem oberen Grundwasserbecken über den Kleischichten und nur bis zur erforderlichen Gründungstiefe entzogen. Die Wasserentziehung blieb also auf das unbedingt notwendige Mindestmaß beschränkt; sie betrug schätzungsweise 4 bis 5 l/sek für die ganze Hallenfläche und konnte während der ganzen Dauer der Wasserhaltung mit der obengenannten kleinen Pumpe bewältigt werden. Die Betriebskosten haben sich daher als äußerst gering erwiesen.

Nicht immer werden die Verhältnisse so günstig liegen, wie in diesem Falle, wo eine waagerechte Grundwasserfassung in ausreichender Tiefe ohne nennenswerte Mehrkosten mit einer anderen Ausführung verbunden werden konnte. Aber sicher wird in vielen Fällen das Vortreiben von Dränageleitungen von Pumpenschächten aus die Anwendung von Rohrbrunnen überflüssig machen und die Kosten der Wasserhaltung herabsetzen können. Auch zur Ergänzung einer Rohrbrunnenanlage wird das Verfahren bisweilen mit Nutzen herangezogen werden können.

Alle Rechte vorbehalten.

Tauchbrücke für Bahnverkehr.

Von Regierungsbaurat Eduard Schönleben, Deggendorf.

Im Herbst 1927 wurde an der bayerischen Donau zwischen Ulm und Vilshofen von der Bayerischen Staatsbauverwaltung ein großzügiges Hochwasserschutzunternehmen begonnen. Abgesehen von kräftigen Baggerungen im Strom besteht der Hochwasserschutz in der Schaffung

eines ausgedehnten Dammsystems in den bedrohten Gebieten, und zwar kommen fast durchweg Voldämme (Winterdeiche) zur Anwendung¹⁾. Die Arbeiten werden von der Bayerischen Staatsbauverwaltung unter Kostenbeteiligung des Landes, des Reiches, des Kreises und der Beteiligten als Notstandunternehmen großen Stils durchgeführt.

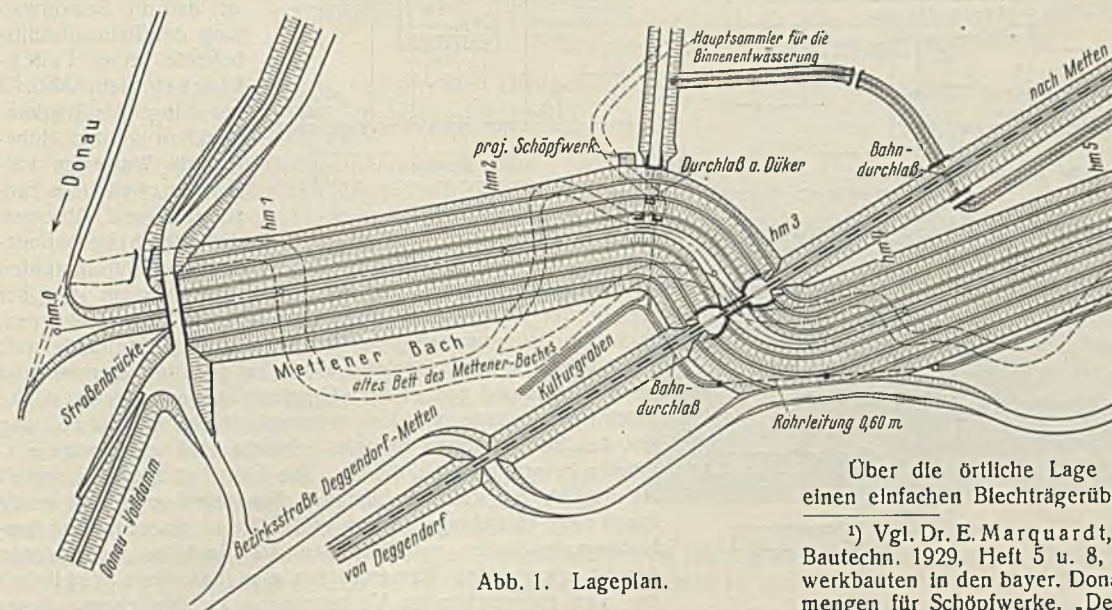


Abb. 1. Lageplan.

Die weiten Niederungen des „Deggendorfer Beckens“ machten an den hier mündenden wasserreichen Nebenflüssen die Anlage weitreichender Rücklaufdämme in Verbindung mit Flußkorrekturen notwendig. Die Eindämmung des Mettner Baches erforderte u. a. auch einen Brückenumbau im Zuge der normalspurigen Privatbahn Deggendorf—Metten. Dieser Umbau, der im folgenden kurz beschrieben werden soll, bot insofern eine Besonderheit, als das Gleisplanum unter dem höchsten Hochwasserstande lag, mit dem am Mettner Bach gemäß den hydrotechnischen Berechnungen nach der Eindämmung gerechnet werden mußte.

Über die örtliche Lage unterrichtet Abb. 1; die alte Brücke hatte einen einfachen Blechträgerüberbau, der auf zwei Widerlagern in Granit-

¹⁾ Vgl. Dr. E. Marquardt, „Hochwasserschutz an der Donau in Bayern“, Bautechn. 1929, Heft 5 u. 8, und „Neue Hochwasserdeich- und Schöpfwerkbauten in den bayer. Donauniederungen und Erfahrungen über Zulaufmengen für Schöpfwerke“, „Der Kulturtechniker“ 1929, Heft 5.

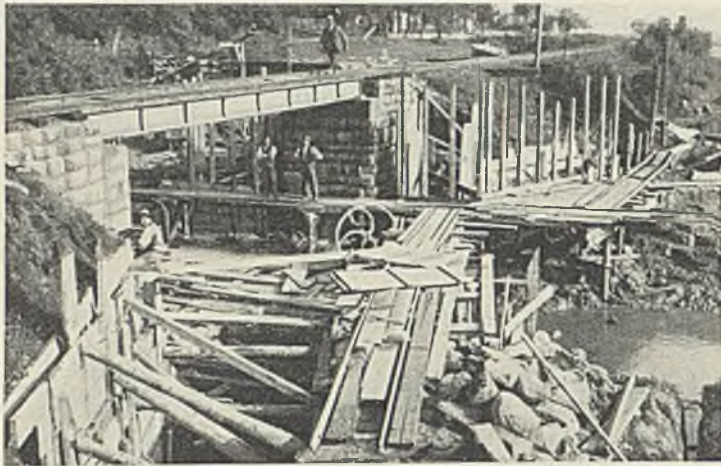


Abb. 2. Alte Brücke.

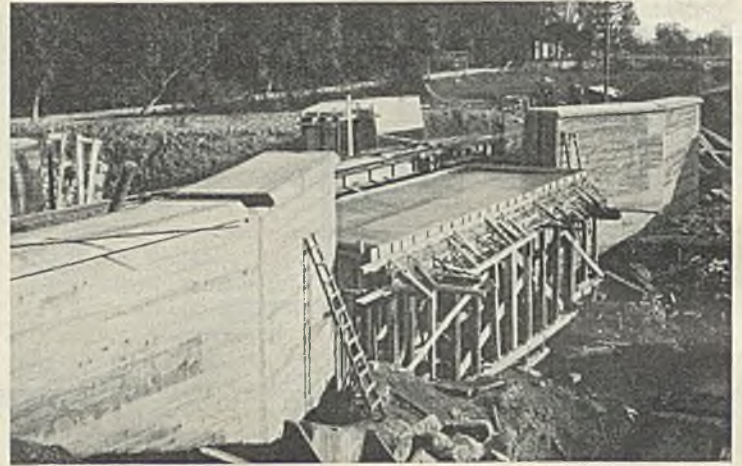


Abb. 7. Seitlich betonierte Fahrbahnplatte.

mauerwerk ruhte; die lichte Weite betrug 10 m (Abb. 2). Der Umbau sollte möglichst ohne jede Verkehrsunterbrechung vor sich gehen. Bei einer hochwasserfreien Überführung der Bahnlinie über den Mettener Bach wäre eine Hebung der Brücke um 1,20 m notwendig geworden. Die hierdurch in der sonst nahezu waagerechten Strecke sich ergebenden Rampen hätten ohne vorübergehende seitliche Verschiebung

waren dafür bestimmend, daß diese Lösung von vornherein aufgegeben wurde.

Ein Dükerbauwerk hätte wegen der verhältnismäßig großen Hochwassermenge des von den Randhöhen des Bayerischen Waldes kommenden Mettener Baches (52 m³/sek) und wegen der drohenden Gefahr der Verkläuerung durch Treibzeug eine Öffnung von etwa 2 × 4,30 × 4,00 m erfordert. Ein solches Eisenbeton-Bauwerk hätte in der Weise ausgeführt werden müssen, daß der Düker in der vorhandenen Brückenöffnung ohne

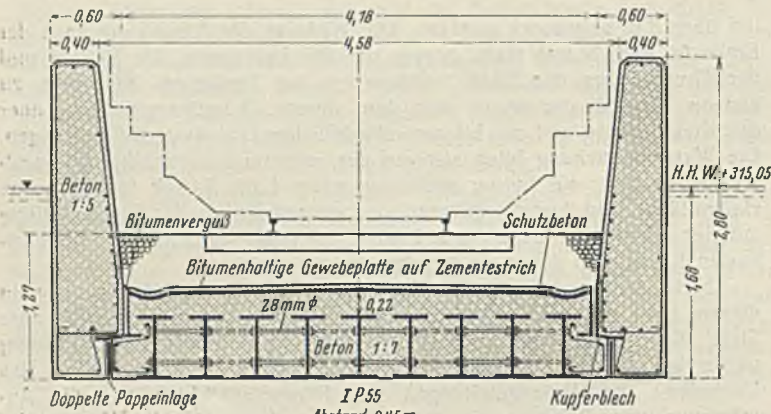
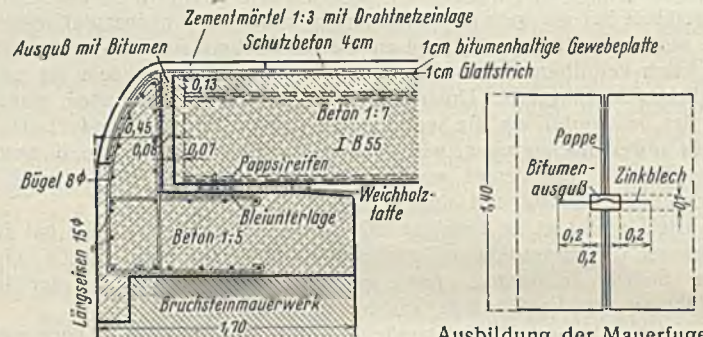


Abb. 3.



Dichtung der Auflagerkammern.

Ausbildung der Mauerfugen in den Widerlagern und Flügeln.

Abb. 6.

des Gleises nicht geschüttet werden können, d. h. es wäre in diesem Falle notwendig geworden, an den bestehenden Bahndamm seitlich einen Behelfsdamm anzukippen und eine Behelfsbrücke anzulegen. Ganz abgesehen von der für den Betrieb unvorteilhaften verlorenen Steigung hatte die Lösung auch noch den Nachteil, daß eine benachbarte, an einer unübersichtlichen Kurve liegende schienengleiche Straßenüberfahrt ebenfalls hätte aufgehört werden müssen. Die erwähnten Gründe

jeden Zusammenhang mit der bestehenden Brücke gebaut worden wäre. Dabei hätte der alte Blechträgerüberbau belassen werden müssen; denn eine Auflagerung des Bahnkörpers auf den Düker erschien deshalb nicht ratsam, weil Gefahr bestand, daß sich bei der in Mittel- und Randzone ungleichen Spannung in der Eisenbetondecke des Dükers Längsrisse bilden würden. Auch diese Lösung konnte daher nicht befriedigen, um so mehr als die Ausführung des Dükers nur mit einer teuren Bachumleitung denkbar war.

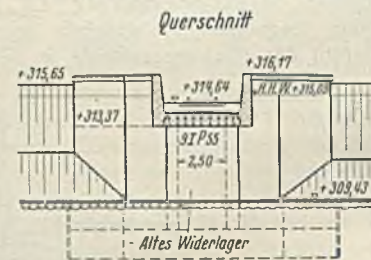
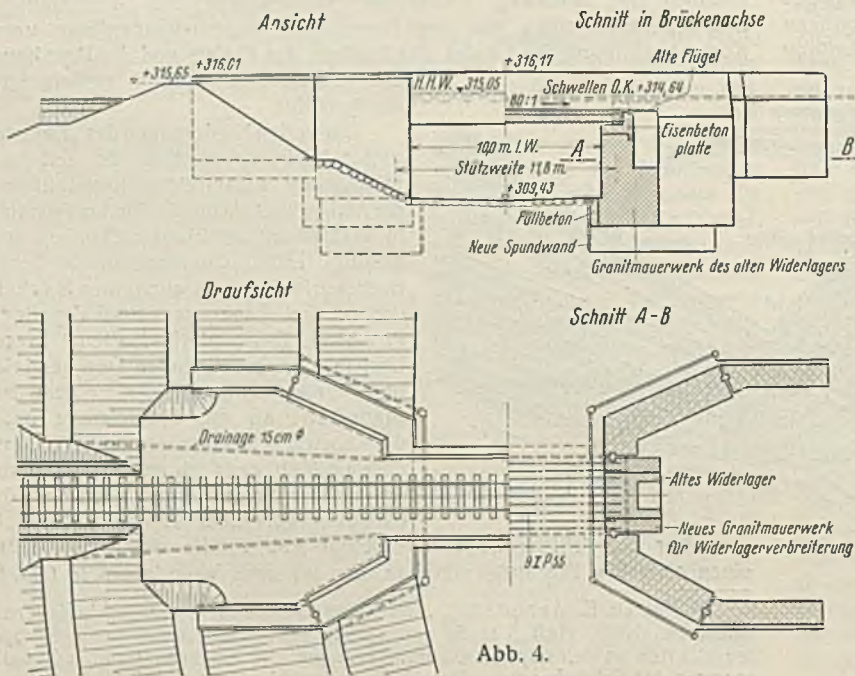


Abb. 5.

Die geschilderten Umstände führten dazu, daß die Bauverwaltung der Bahnaufsichtsbehörde eine Tauchbrücke nach Abb. 3 vorschlug. Als Tragkonstruktion wurden einbetonierte Walzeisen vorgesehen, weil beim Einschleppen und Absetzen der seitlich zu betonierenden Decke die größere Steifigkeit der starr verschraubten Trägerlage einer reinen Eisenbetondecke überlegen ist. Um der Gefahr der Rissebildung längs der Trogwände zu begegnen, löste die Bauverwaltung das Bauwerk in drei Hauptteile auf: Die eigentliche Fahrbahnplatte wurde auf die alten, entsprechend verbreiterten und umgebauten Granitwiderlager aufgelagert, die beiden Stauwände wurden in unmittelbarem Zusammenhang mit den beiderseitigen Flügeln gebracht und als Zweigelenrahmen berechnet (Abb. 4 u. 5). Die Flügel rückte man soweit als möglich vom Gleis ab, um den Bahndamm möglichst wenig durch tiefe Gründungsarbeiten gefährden zu müssen. Der Ausbildung der Fugen zwischen den drei Bauteilen kam wegen des zu erwartenden Wasserdruckes eine besondere Wichtigkeit zu. Die entsprechenden Vorkehrungen zur Abdichtung dieser

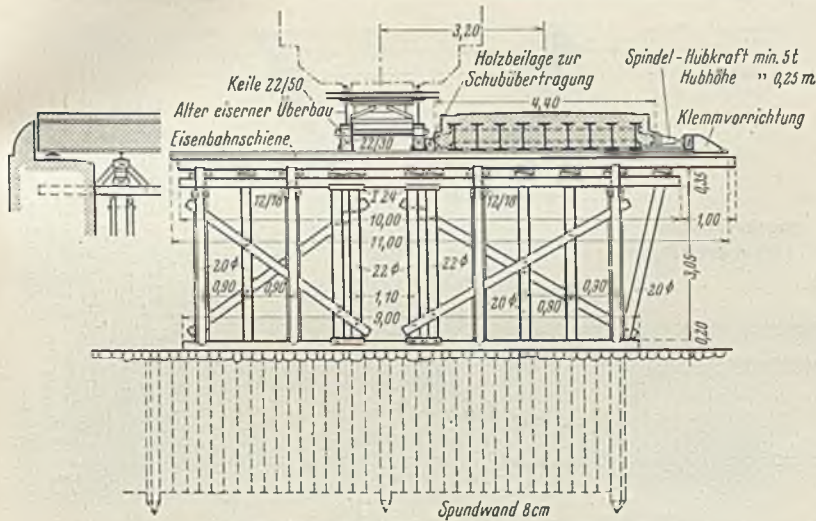


Abb. 8. Einschiebegerüst für die Fahrbahnplatte.

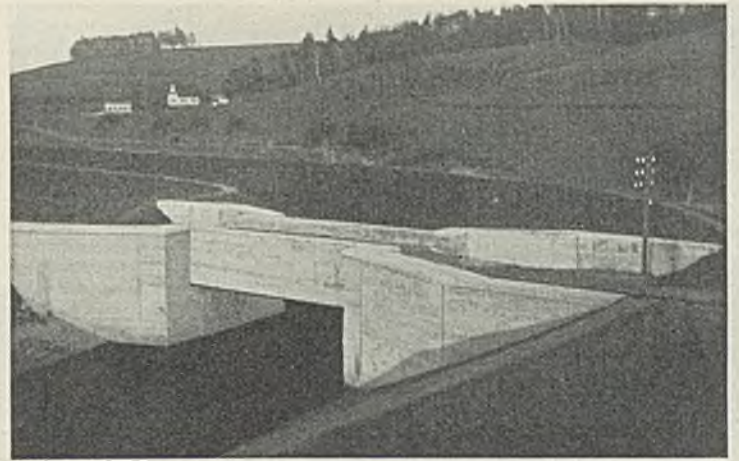


Abb. 10. Fertige Brücke.

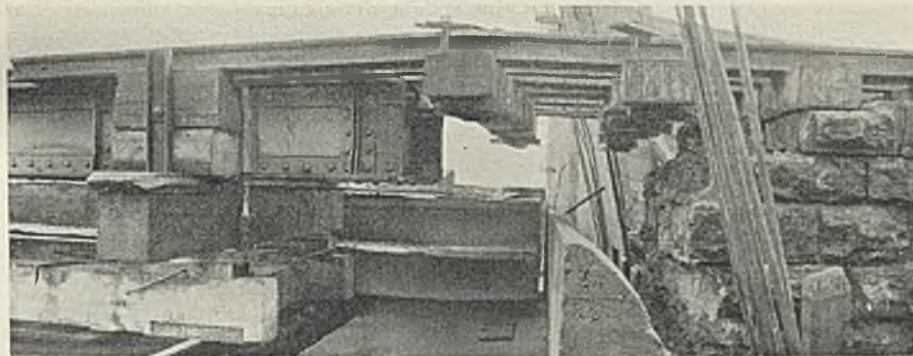


Abb. 9. Schienenaufhängung für den Umbau der Widerlagerköpfe.

Fugen zeigen die Abb. 3 u. 6. Die in die Längsfugen zwischen den Stauwänden und der Fahrbahnplatte eingelegten Kupferplatten sind so gebogen, daß sie bei Durchbiegungen der Betoneisenplatte nicht auf Zug beansprucht werden können. Die Gefahr des Abreißen ist also ausgeschlossen. Für die vorgeschriebene Belastung durch Lastenzug G hätten in der Brücke Breitflanschträger IP 50 ausgereicht. Um die Durchbiegungen der Platte zu verringern, wurden die Träger überbemessen.

In dieser Form fand der Entwurf auch die Billigung der Bahnaufsichtsbehörde. Die Ausführung wurde der Beton- u. Monierbau AG., Filiale München, übertragen, die im beschränkten Wettbewerb an zweiter Stelle gestanden hatte. Nach Durchführung der Widerlagerverbreiterung in Granithaustein-Mauerwerk wurden die Flügel betoniert, jedoch über Auflagerhöhe auf Widerlagerbreite ausgespart; sodann wurde ein Einschiebegerüst aufgestellt, auf dem neben der alten Blechträgerkonstruktion

die Breitflanschträger der Fahrbahnplatte verschraubt und ausbetoniert wurden (s. Abb. 2 u. 7). Auf diesem Gerüst wurde nunmehr auch die alte Eisenkonstruktion unter Benutzung eines durchgehenden Holzunterbaues aufgelagert, so daß im Schutze einer Schienenaufhängung der Umbau der Widerlagerköpfe vor sich gehen konnte, der im Betonieren der vorgesehenen Eisenbeton-Ausgleichsschicht und Aufbetonieren der zur Dichtung notwendigen Kammermauern bestand (s. Abb. 8, 9 u. 6). Damit waren alle Vorbereitungen für das Auswechseln der beiden Tragkonstruktionen getroffen. Die 107 t schwere Betoneisenplatte wurde durch zwei auf den Gleitschienen des Einschiebegerüsts angesetzte 5-t Spindeln um 3,20 m bis in die Achse des neuen Bauwerkes verschoben, gleichzeitig wurde die alte Eisenkonstruktion samt ihrem Holzunterbau ausgerückt (s. Abb. 8). Da das Einschieben und Absetzen der Platte während der Nacht vorgenommen wurde, brauchten nur zwei Zugpaare

auszufallen. Nachdem die alte Eisenkonstruktion auf dem mit ausgerückten Holzunterbau autogen zerschnitten und verladen war, wurden in einem Arbeitsgange die seitlichen Stauwände hochbetoniert und damit die Lücken in den beiden Zweigelenkrahmen geschlossen. Das Gleis war zunächst nur mit Schwellenstapeln, d. h. ohne Bettung über die Fahrbahnplatte geführt worden, damit nach dem Ausschalen der Stauwände noch die notwendigen Dichtungsarbeiten an den Fugen längs der Widerlager-Kammermauern und längs der Stauwände vorgenommen werden konnten.

Das fertige Bauwerk erfreut sich einer guten architektonischen Wirkung (s. Abb. 10). Die Bauzeit betrug 4 Monate und verlief dank der sorgfältigen Arbeit der ausführenden Firma ohne Störung und Unfall. Die Entwurfsbearbeitung und Bauleitung lag in Händen des Straßen- und Flußbauamts Deggendorf.

Alle Rechte vorbehalten.

Die internationale Hängebrücke über den Detroit-Fluß.

Von Reg.-Baumeister H. G. Schwegler, Detroit, USA.

(Schluß aus Jahrgang 1930, Heft 8.)

Aufstellen der Eisenkonstruktion der Zufahrtstrappen und des aufgehängten Teils. Herstellen der Fahrbahn.

Die Zufahrtstrappen bestehen aus zwei, durch die Art der Eisenkonstruktion sich unterscheidenden Teilen:

- a) die „Viadukt-Rampe“, 443,85 m lang, innerhalb der Stadt Detroit an der Zollabfertigung beginnend und am Verankerungswiderlager endigend (Abb. 1 u. 2),
- b) die daran anschließende „Fachwerkträgerstrecke“, 287 m lang bis zum Hauptturm.

Bei der Viadukt-Rampe besteht die Eisenkonstruktion aus vier parallel liegenden Blechträgern von je 4,20 m Abstand. Sie sind an den Enden auf Pfosten aufgelagert, die kreuzweise und waagrecht gegeneinander versteift sind. Wo die Brücke die Fortstraße in Detroit überschreitet, wird die Fahrbahn durch Fachwerkträger von 39 m Stützweite unterstützt (Abb. 3). Auf beiden Seiten dieser Straße sind, wie früher schon beschrieben, architektonisch ausgebildete, massive Widerlager hochgeführt.

Bei der Fachwerkträgerstrecke ist an der Außenseite je ein Fachwerkträger System Warren mit einer Stützweite

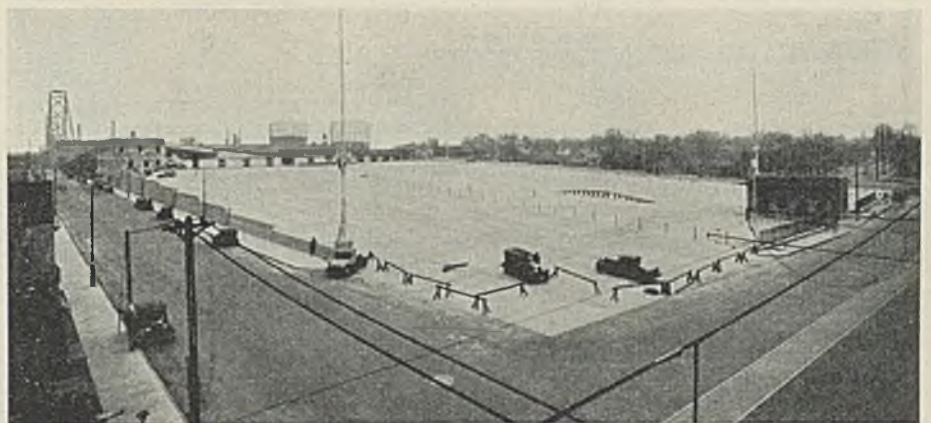


Abb. 1. Die Auffahrt zur Brücke auf der amerikanischen Seite. Im Hintergrunde die Zollsperr, wo die Gebühr für die Benutzung der Brücke zu entrichten ist und die Kontrolle auf verzollbare Waren stattfindet. Links das Zollgebäude. Die Anfahrfläche bis zur Zollsperr beträgt 28 500 m².

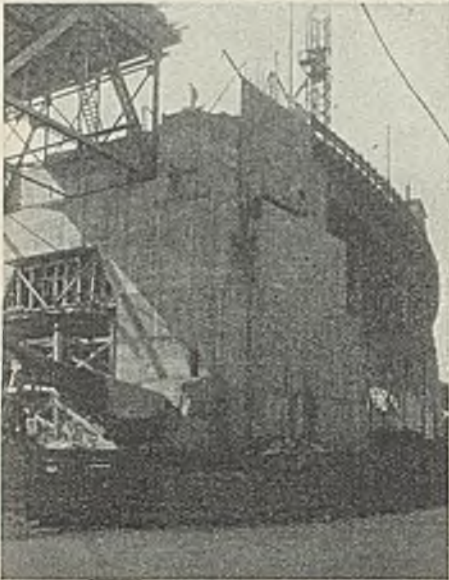


Abb. 2.

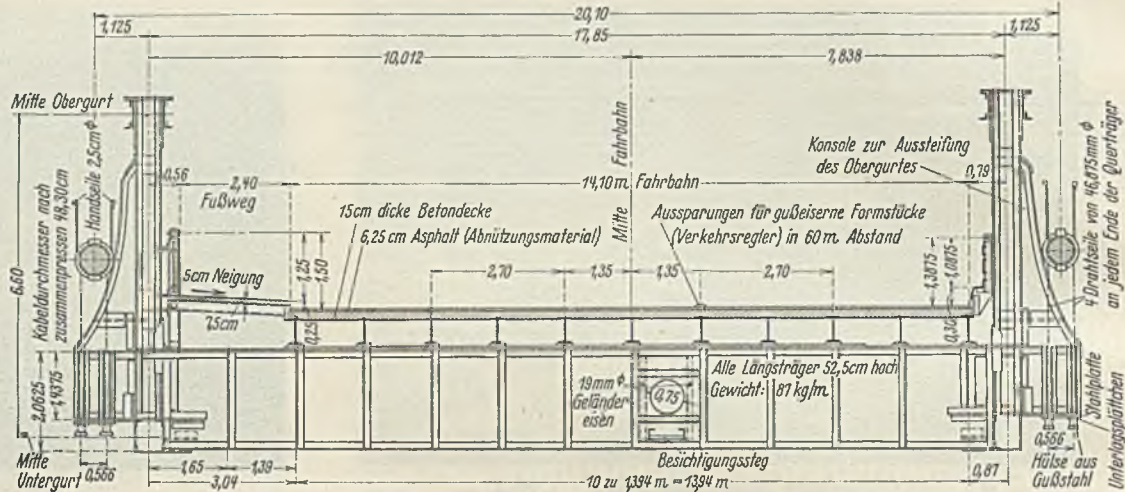


Abb. 9. Querschnitt des aufgehängten Brückenteils

geringer und daher nur eine 6,25 cm dicke Asphaltdecke vorhanden. Das Betonieren geschah während der Zeit, wo die brüchigen Kabel abgenommen und durch die aus kaltem Draht gezogenen ersetzt wurden (s. 1930, S. 113). Während der Aufstellung der Eisenkonstruktion wurden die beiden Verankerungswiderlager bis zur Fahrbahnhöhe, etwa 27 m über Gelände, in modern architektonischer Form ausgeführt (Abb. 2). Sie unterstützten auf der einen Seite die Fahrbahn der Viadukt-Rampe und auf der anderen Seite die der Fachwerkträgerstrecke. Dehnungsfugen sind etwa alle 15 m vorhanden. Ihre Ausbildung in der Fahrbahn geht aus den Abb. 6 u. 7, im Fußweg aus Abb. 8 hervor.

Aufgehängter Brückenteil.

Abb. 9 zeigt den Querschnitt. Die Aufhängung der vollwandig ausgebildeten Querträger geschieht durch Drahtseile von 46,875 mm Durchmesser, und zwar an jedem Knotenpunkte durch vier solcher Drahtseile, die in je zwei Schlingen über die Kabelschellen geführt sind (Abb. 10). Zur Beschleunigung der Arbeiten wurden die Knotenbleche für den Anschluß der Untergurte der Versteifungsträger schon in der Werkstatt an die Querträger genietet. Die Versteifungsträger sind zwischen den Stößen 7,8 m lang und 6,6 m hoch. Der Querschnitt der Obergurte schwankt zwischen 3870 und 4800 cm², derjenige der Untergurte zwischen 3100 und 4500 cm². Die Diagonalen sind aus zwei 37,5 cm hohen □-Eisen gebildet, die durch auf die Flanschen genietete Flacheisen verbunden sind. Eine obere Versteifung wurde durch Anordnung von Konsolen vermieden (Abb. 9).

Fahrbahn des aufgehängten Brückenteils.

Die Querträger sind rd. 1,80 m zwischen den Versteifungsträgern hoch. Auf ihnen liegen in Abständen von 1,39 m die 52,5 cm hohen Längsträger. Sie wurden auf die Querträger gelegt, um beim Darüberfahren des Montagekrans Durchbiegungen der Konstruktion zu vermeiden. Über die Längsträger spannt sich eine 15 cm dicke Eisenbetondecke (Mischung 1 : 1 1/2 : 3), und darauf ist ein 6,25 cm dickes Asphaltpflaster gelegt. Die Eiseneinlagen quer zur Brückenachse bestehen aus fachwerkartig zusammengebauten, 11,25 cm hohen Bewehrungsträgern in 15 cm

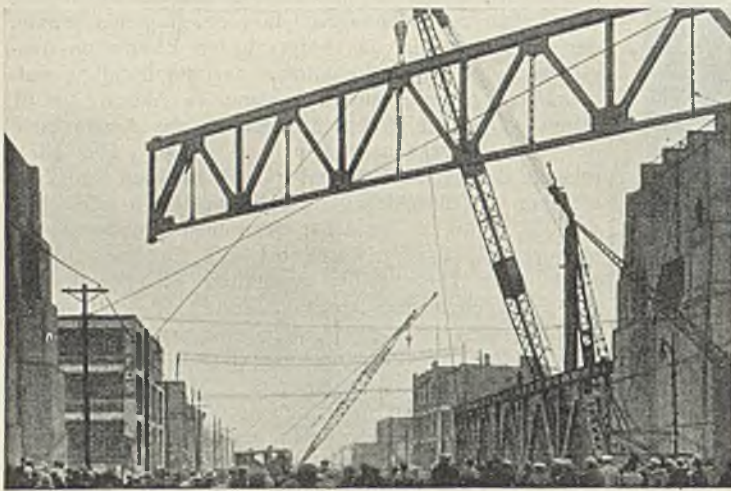


Abb. 3.

von 13,5 m angeordnet. Dazwischen liegen drei 80 cm hohe Längsträger, die in zwei Felderlängen hergestellt sind. Die Enden der Fachwerkträger werden durch je einen Pfosten unterstützt, die miteinander durch kreuzweise und waagrecht verlegte Glieder verbunden sind.

Zur Unterstützung der Fahrbahndecke beider Rampenteile dienen 40 cm hohe Querträger in 1,80 m Entfernung. Die sich darüber spannende Eisenbetondecke ist 17,5 cm, die Fußwegdecke 7,5 cm dick. Die Bewehrung geht aus Quer- und Längsschnitt Abb. 4 u. 5 hervor. Auf der amerikanischen Seite ist wegen der 5%-Steigung ein Granitpflaster auf die Betondecke aufgebracht. Auf der kanadischen Seite ist die Steigung

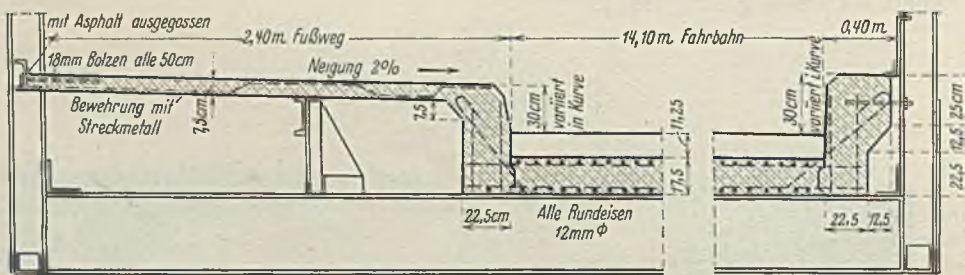


Abb. 4. Querschnitt durch Fahrbahn- und Fußwegdecke der Zufahrtrampen.



Abb. 5. Längsschnitt durch Fahrbahndecke der Zufahrtrampen.

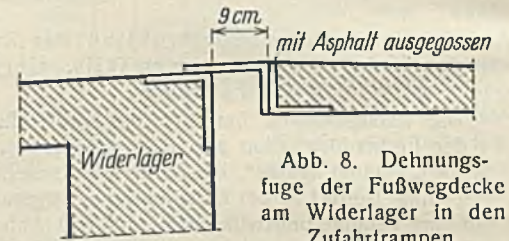


Abb. 8. Dehnungsfuge der Fußwegdecke am Widerlager in den Zufahrtrampen.

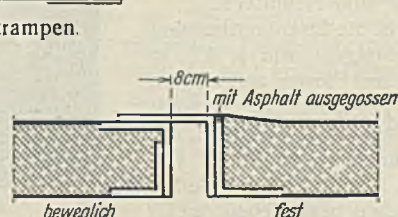


Abb. 6. Dehnungsfuge in der Fahrbahndecke der Zufahrtrampen.

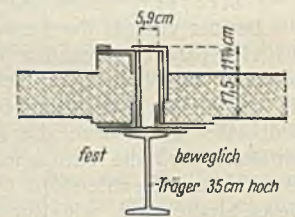


Abb. 7. Dehnungsfuge in der Fahrbahndecke über einem Träger. Zufahrtrampen.

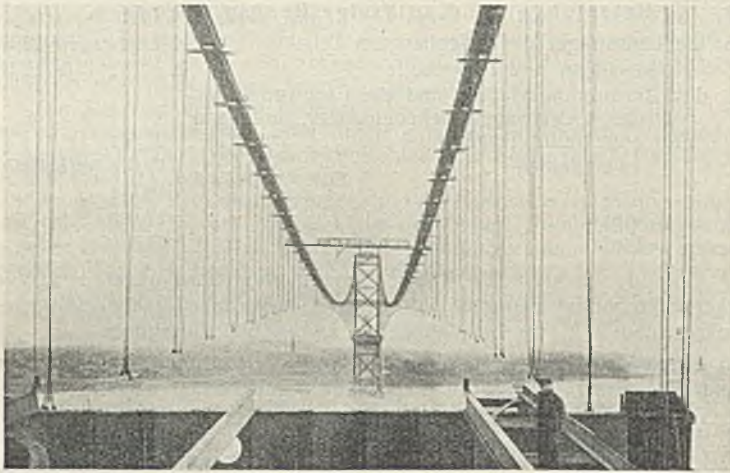


Abb. 10. Die Fußstege sind an den Kabeln festgebunden. Im Vordergrund ist der erste aufgehängte Querträger sichtbar.

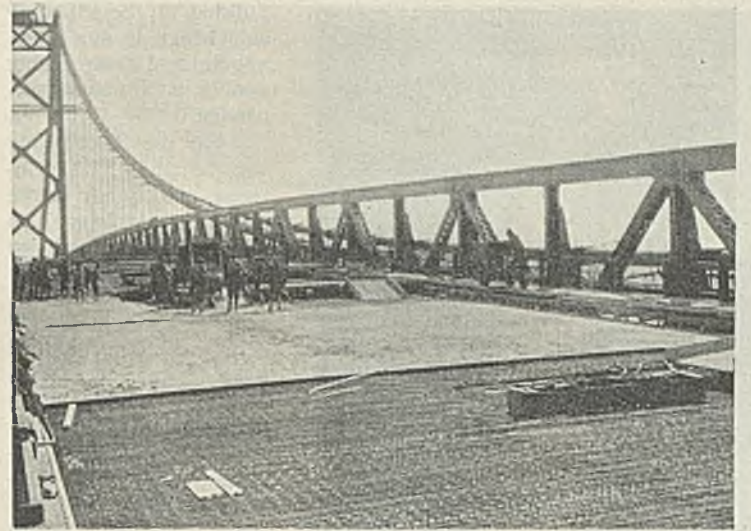


Abb. 14. Im Vordergrund Bewehrung, im Hintergrunde Betonieren des aufgehängten Brückenteils.

Abstand. Ihre Einzelheiten sind in den Abb. 12 u. 13 dargestellt. Die Ober- und Untergurteisen haben knotenförmige Ansätze, die Diagonalen sind aus Rundeisen nach dem Warrensystem in kontinuierlichen Einheiten hergestellt und an den Anschlußstellen an die Gurteisen geschweißt. Die Bewehrungsträger wurden nach dem Einbringen des Betons mittels gummibeschuhter Drucklufthämmer in Vibration gebracht, wodurch, wie Versuche ergaben, eine innige Verbindung des Betons mit dem Eisen erreicht wurde. Ihre Zahl betrug für den Typ A und B je 3683 Stück.

Das Aufstellen der Eisenkonstruktion geschah in drei Bauabschnitten. Zuerst wurde an jedem der beiden Haupttürme eine Plattform für die Baukrane hergestellt. Bei dem ersten Vorrücken der Baukrane (Tragfähigkeit 45 t) wurden von beiden Haupttürmen her die Querträger eingehängt, sodann die Untergurte der Versteifungsträger zwischen die Knotenbleche benachbarter Querträger gesetzt

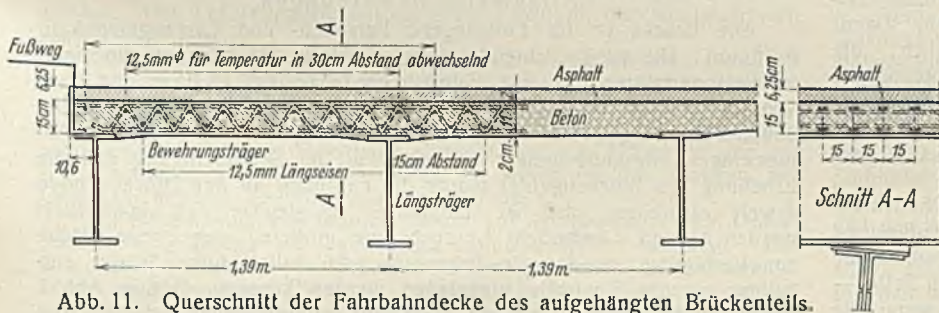


Abb. 11. Querschnitt der Fahrbahndecke des aufgehängten Brückenteils.

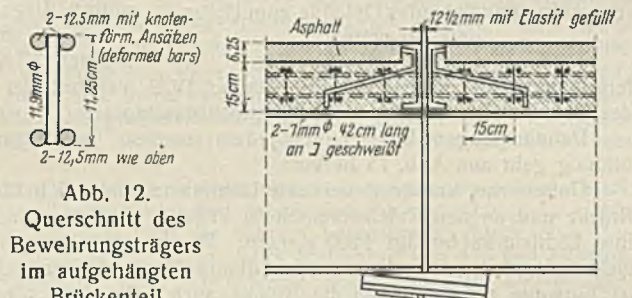


Abb. 12. Querschnitt des Bewehrungsträgers im aufgehängten Brückenteil.

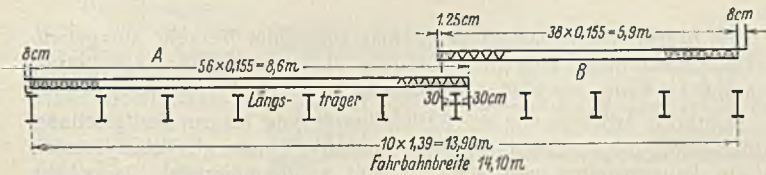


Abb. 13. Verlegungsplan für die Bewehrungsträger im aufgehängten Brückenteil.

Für den Beton war hohe Festigkeit, mindestens 190 kg/cm² nach 28 Tagen vorgeschrieben. Man benutzte den Wassermengefaktor und verwendete nicht mehr als 24 l Wasser auf einen Sack Zement (42 kg). Die Betonmenge betrug 1173 m³, die Leistung in 8 Stunden 146 m³.

und mittels einiger weniger Bolzen in Lage gehalten. Sobald die beiden Baukrane diese Arbeit bis zur Brückenmitte fertiggestellt hatten, wurden sie zu den Haupttürmen zurückgeschoben, was einen vollen Arbeitstag in Anspruch nahm.

Beim zweiten Bauabschnitt wurden die Ständer, Streben und die meisten Stücke der Obergurte der Versteifungsträger, wie auch die den Fußweg tragenden Profileisen und das Geländer verlegt.

Beim dritten Bauabschnitt arbeiteten die Baukrane von der Mitte her gegen die Haupttürme, beendeten das Verlegen der Versteifungsträger und eine Reihe anderer kleinerer Arbeiten. Unter der Fahrbahn ist ein



Abb. 16. Blick vom kanadischen Hauptturm gegen die Stadt Windsor.

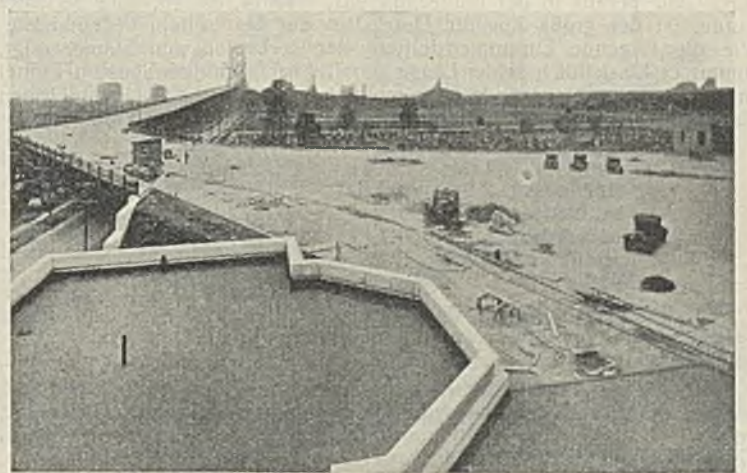


Abb. 17. Zufahrtrampe auf der kanadischen Seite.



Abb. 18. Blick von der Spitze des amerikanischen Hauptturms auf die Stadt Detroit. Das Abschwenken des Brückenendes wurde notwendig, weil bei einer geraden Führung sehr wertvolles bebautes Gelände zum Opfer gefallen wäre.

Fußsteg für Besichtigung aufgehängt, in den Querträgern sind dafür Löcher von 75 cm Durchm. vorhanden.

Für die Beförderung von Schalholz, Eiseneinlagen und Beton wurde auf dem Fußweg ein behelfsmäßiger Holzbelag hergestellt. Schalholz und Eisen wurden auf kleinen Motorwagen befördert, wie sie in Abb. 14 sichtbar sind. Die Schalung und Bewehrung der Fahrbahndecke wurde unmittelbar hinter den rückwärts arbeitenden Baukranen verlegt. Der Beton wurde auf dem Boden gemischt, im Aufzug zur Fahrbahn hochgezogen und auf dreirädrigen Karren zur Verwendungsstelle befördert. Mit dem Betonieren der Fahrbahn, das während des zweiten Bauabschnitts begonnen wurde, nahmen die Versteifungsträger ihre endgültige Lage an. Damit war es möglich, die meisten Knotenpunkte

fertig zu nieten, und am 27. September 1929 war mit der Beendigung des Betonierens auch das letzte Nietloch geschlossen.

Dehnungsfugen liegen über jedem zweiten Querträger. Ihre Ausbildung geht aus Abb. 15 hervor.

Gußeiserner, kunstvoll verzierte Lichtmaste sind auf beiden Seiten der Brücke und an den Zufahrtrampen in etwa 36 m Entfernung aufgestellt. Ihre Lichtstärke beträgt 1200 Kerzen. Durch zwei getrennt arbeitende elektrische Anlagen — auf der amerikanischen und kanadischen Seite — ist Vorsorge getroffen, daß die Brücke auch beleuchtet wird, wenn die Stromzufuhr von der einen Seite versagen sollte.

Abb. 16 bis 18 zeigen verschiedene Ansichten auf die Brücke.

Verwendete Stahlsorten.

Siliziumstahl wurde für die Eckpfosten der Haupttürme, die waagerechten Verbindungen zwischen diesen Pfosten und für die Ober- und Unterurte der Versteifungsträger des aufgehängten Brückenteils verwendet. Der Siliziumstahl enthält 0,4% Kohlenstoff, 1,5% Magnesium, 0,2 bis 0,45% Silizium mit einer kleinsten Streckgrenze von 3150 kg/cm² und einer Bruchfestigkeit zwischen 5600 und 6600 kg/cm². Alle anderen Glieder sind aus gewöhnlichem Kohlenstoffstahl hergestellt. Die Niete sind aus weichem Stahl von 3900 kg/cm² Bruchfestigkeit.

- Belastungen und zulässige Beanspruchungen.
- Für die Längsträger des aufgehängten Teils 1 Lastwagen 21,5 t
 - „ „ Querträger und Hängeseile 8 „ je 19,0 t
 - „ den Annäherungsviadukt und die Fachwerkträgerstrecke 4 Lastwagen nebeneinander, und zwar
 - für eine Reihe Träger 21,5 t
 - „ zwei Reihen „ 19,0 t jede Reihe
 - „ drei „ „ 16,0 t „
 - „ vier „ „ 12,0 t „
 - „ fünf „ „ oder mehr 11,0 t „

Gesamte Nutzlast für Kabel, Türme, Versteifungsträger und Verankerungen normal 150 kg/m², voll belastet (Menschengedränge) 300 kg/m². Stoßzuschlag 30% für Fahrbahndecke, Längs- und Querträger.

Für die Berechnung der Kabel, Türme, Versteifungsträger und Verankerungen sind folgende Belastungsfälle berücksichtigt worden:

- a) Eigengewicht + 200 kg/m² Wind,
- b) Eigengewicht + Nutzlast + 100 kg/m² Wind + 33,3° C Temperatur-Unterschied,
- c) Eigengewicht + Menschengedränge + 33,3° C Temp.-Unterschied.

Zulässige Beanspruchung:

Für Kohlenstoffstahl Zug oder Biegung: 1260 kg/cm²,
Druck (Knicken):

$$i = \sqrt{\frac{\text{Trägheitsmoment}}{\text{Fläche}}} = \text{Trägheitshalbmesser.}$$

$$1 + \frac{P}{1260 i^2}$$

- „ Siliziumstahl: 30% Erhöhung gegenüber Kohlenstoffstahl,
- „ Kabeldraht: Zug 5350 kg/cm²,
- „ Hängedrähte: Zug 2110 kg/cm².

Allgemeine Bemerkungen.

Die Brücke ist für Fußgänger-, Personen- und Lastwagenverkehr bestimmt. Die zu entrichtende Abgabe beträgt für Hin- und Rückfahrt für Personenwagen 1 \$. Die Fahrbahnbreite beträgt 14,10 m und kann von drei Reihen Autos in einer Richtung und von zwei Reihen in der anderen Richtung befahren werden, wobei Wagen mit den größten Abmessungen zugrunde gelegt wurden. Für die Zollabfertigung und die Erhebung des Brückengeldes wurde die Fahrbahn an den Brückenenden soweit verbreitert, daß 26 Automobile zu gleicher Zeit kontrolliert werden können. Außerdem ist noch eine größere, eingezäunte Fläche zur Verfügung, in der die Fahrzeuge, die zollpflichtige Waren enthalten, zwecks Kontrolle umgeladen werden können. Das in Abb. 1 linker Hand sichtbare Gebäude dient zur Aufspeicherung zollpflichtiger Waren.

Die Brücke wurde am 15. November 1929 dem Verkehr übergeben. Der durchschnittliche Verkehr an jedem der ersten 6 Sonntage betrug etwa 250000 Autos, in beiden Richtungen gezählt.

Sämtliche Arbeiten von der Entwurfherstellung bis zur Fertigstellung wurden durch die McClintic-Marshall Company, Pittsburgh (Pennsylvania), für die Pauschsumme von etwa 21 Mil. \$ übernommen. Trotz der durch die zweimalige Kabelverlegung entstandenen Verzögerung wurde die Brücke 9 Monate vor der Vertragszeit fertiggestellt. Dies rührt von der glänzenden Organisation und Erfahrung her, die die McClintic-Marshall Co. im Bau von weitgespannten Brücken hat.

Alle Rechte vorbehalten.

Der große Apennin-Tunnel auf der neuen Eisenbahnlinie Bologna—Florenz.

Von den 30 Tunneln der neuen Eisenbahn Bologna—Florenz, über deren Bau bereits in der Bautechn. 1931, Heft 14, S. 210, kurz berichtet wurde, ist der große Apennin-Durchstich der bei weitem bedeutendste. Wie die folgende Zusammenstellung der sechs längsten Tunnel zeigt, kommt er hinsichtlich seiner Länge unmittelbar nach dem Simplon-Tunnel an zweiter Stelle und ist, da der Simplon bekanntlich aus zwei eingleisigen Tunneln besteht, also der längste zweigleisige Tunnel der Welt.

	Länge in m	Bauzeit
Simplon	19 731	1898 bis 1905
Apennin	18 510	1921 „ 1930
St. Gotthardt	14 944	1872 „ 1878
Lötschberg	14 612	1906 „ 1913
Mont-Cenis	12 233	1857 „ 1871
Arlberg	10 248	1880 „ 1885

In der „Rivista tecnica delle Ferrovie italiane“ ist eine Schilderung der Bauausführung des großen Apennin-Tunnels von Giuseppe Pini erschienen, der die folgenden Mitteilungen auszugewei entnommen sind.

Der Tunnel liegt zwischen den Orten Castiglione und Vernio und beginnt in etwa 45 km Entfernung von Bologna. Seine Achse ist ganz gerade. Er steigt vom Nordportal aus zunächst 1/100 auf eine Länge von 4775 m und fällt dann 2,46/100 auf 4751 m und 5,77/100 auf 8984 m. S. O. liegt am Nordportal auf 317,69 m, am Südportal auf 258,84 m und im Tunnelscheitel auf 322,46 m über NN.

Die geologische Bodenuntersuchung, die in den Jahren 1910 und 1911 mit Hilfe von sieben Bohrlochern längs der Tunnelachse vorgenommen worden war, zeigte in der Hauptsache Sand und Tonschiefer, Mergel und mergeligen Kalk. Da aus den Tonschieferschichten der Bohrlöcher brennbare Gase ausströmten, war mit dem Auftreten von Kohlenwasserstoffen zu rechnen.

Das Gebirge war sehr druckhaft; man mußte also eine sehr starke Auszimmerung vorsehen und konnte nur mit einem Stollenvortrieb von täglich höchstens 2,5 m auf der Nordseite und von 3 m auf der Südseite rechnen. Zur Beschleunigung des Baufortschrittes entschloß man sich daher, die Arbeiten auch in Tunnelmitte in Angriff zu nehmen. Zu diesem Zweck wurden zwei unter 50° geneigte Schächte von 520 m Länge, 4,43 m lichter Höhe und 270 m Höhenunterschied bis auf die Tunnelsohle abgeteuft, die zur Versorgung der beiden inneren Arbeitsstellen dienen sollten.

Der Bau dieser Schächte wurde 1921 begonnen und 1924 beendet. Er brachte unerwartete Schwierigkeiten, da die Tonschieferschichten ins Gleiten gerieten. Die Baukosten für diese beiden Schächte belaufen sich auf 7,8 Mio Lire, das sind 7500 Lire/lfd. m³.

Die Bauplätze am Nord- und Südportal wurden durch Förderbahnen von 0,95 m Spurweite und von 21,6 bzw. 27,0 km Länge an die nächsten Bahnhöfe angeschlossen. Schon diese Förderbahnen machten die Anlage größerer Kunstbauten, besonders mehrerer großer Brücken, erforderlich.

1) 100 Lire = etwa 22 RM.

Ihre Baukosten beliefen sich einschl. der Beschaffung des rollenden Materials (12 Lokomotiven und 176 Wagen) auf fast 30 Mio Lire. Die Transportkosten für die Baumaterialien haben dadurch jedoch auf 0,80 Lire tkm gesenkt werden können, gegenüber 2,50 Lire für den Straßentransport. Während des Baues haben diese Bahnen über 27 Mio tkm geleistet.

Der Bauplatz am Schachteingang in Tunnelmitte wurde im Jahre 1924 mit demjenigen am Nordportal durch eine Seilsehwebebahn verbunden. Diese war 9 km lang, der Höhenunterschied ihrer Endpunkte betrug 260 m; sie hat etwa 3,1 Mio Lire gekostet.

An Arbeitskräften wurden beschäftigt am Nordende 700 Mann, am Südeude 950 Mann und am Mittelschacht 1600 Mann. Zum Unterbringen der Arbeiter und ihrer Familien haben ganze Siedlungen erbaut werden müssen mit Wohnungen für Familien, für Unverheiratete, mit Schulen, Kirchen usw.

Für die Kraftversorgung wurde eine Überlandleitung für Wechselstrom von 30 000 V angelegt, der auf den drei Baustellen abgespannt wurde. Für Störungsfälle waren außerdem Dieselmotoren als Reserve aufgestellt.

Die Bewetterung war für die Versorgung jeder Arbeitsstelle mit 20 bis 24 m³/sek Frischluft eingerichtet. Für die Luftzufuhr war im Sohlstollen durch eine Scheidewand ein Luftkanal von 6,5 m² Querschnitt hergestellt. Für jede Arbeitsstelle waren zwei Ventilatoren von 24 m³/sek Leistung vorgesehen, von denen jeder durch einen Elektromotor von 160 PS angetrieben wurde. Eine Hälfte dieser Maschinen war jeweils in Betrieb, die andere diente als Reserve oder konnte gegebenenfalls zur Verstärkung miteingesetzt werden. In der Nähe der Bauspitze wurde die Frischluft durch zwei Ventilatoren von je 6 m³/sek Leistung durch einen Kanal aus Eisenblech von 1 m und dann von 0,65 m Durchm. bis vor Ort weitergeleitet. Die verbrauchte Luft wurde von den Arbeitsstellen mit besonderen Ventilatoren abgesaugt. Am Nordportal hat diese Anlage, als man beim Vortrieb auf giftige Gase stieß, noch zeitweise verstärkt werden müssen.

Zur Förderung im Stollen dienten zwei Gattungen von Druckluftlokomotiven, eine zwelachsige von 50 PS und eine vierachsige von 100 PS. Kompressoren von 80, 160 und 300 PS lieferten die Druckluft von 200 at. Diese wurde durch besondere Stahlrohrkanäle in den Stollen geleitet und konnte von den Lokomotiven an bestimmten Zapfstellen entnommen werden. Der Luftverbrauch betrug etwa 1 m³/tkm, der Kraftverbrauch etwa 250 W/tkm.

Der Antrieb der Bohrmaschinen und Hammer geschah durch Druckluft von 7 at, die durch Stahlrohrleitungen von 15 cm und von 17,5 cm Durchm. zugeführt wurde.

Zur Beleuchtung dienten auf dem nördlichen und auf den beiden mittleren Arbeitsplätzen elektrische Lampen, die aus Akkumulatoren gespeist wurden. Am Südeude wurden, mit Ausnahme der Strecken, wo Gasgefahr bestand, Azetylenlampen verwendet.

Zur Bekämpfung von Bränden wurde auf der Nordseite eine Druckwasserleitung (10 at) mit zahlreichen Entnahmestellen angelegt. Mit besonderen Grubenlampen prüfte man die Baustellen auf schlagende Wetter und brennbare Gase. In gewissen Abständen waren Gasschutzgeräte, besonders Gasmasken für die Belegschaft untergebracht.

Die Pumpenanlage, die die einbrechenden Wasser beseitigen sollte, bestand aus 37 Elektropumpen von einer Gesamtleistung von 6600 PS. Der zu ihrem Antrieb erforderliche Strom wurde mit 5500 V in isolierten Kabeln durch den Tunnel geführt und an Ort und Stelle auf 260 V abgespannt. Bei der Abteufung der geneigten Schächte sind 22,5 Mio m³ Wasser mit einem Kraftverbrauch von 24,5 Mio kWh ausgepumpt worden.

Ausrüstung der geneigten Schächte. Für den Abtransport des Abraums wurde in jedem Schacht eine Seilbahn angelegt, die von einer elektrischen Winde von 45 PS angetrieben wurde. Diese Winde wurde später durch solche von 150 PS ersetzt, so daß die Seilbahn auch zum Transport des Personals benutzt werden konnte. Die Geschwindigkeit der Förderkörbe betrug 2 m/sek, d. h. 5 min Fahrzeit für die Schachtlänge. Die Leistung war 400 m³ Abraum in 24 Stunden. Da die Zugseile sich sehr stark abnutzten, so wechselte man die Winde ein zweites Mal aus und baute für jeden Aufzug drei Motoren von 75 PS,

zusammen 225 PS ein. Die Zugkraft betrug so 5800 kg. Die Seile hatten 44 mm Durchm. und liefen über Riemenscheiben von 4 m Durchm.

Ausbruch des Tunnels. Die Bauarbeiten begannen im Januar 1921 am Südportal, im Juli desselben Jahres am Nordportal und im Februar 1924 an den beiden Bauplätzen in Tunnelmitte am unteren Ende der beiden geneigten Schächte.

Der Bau wurde nach belgischer Bauweise durchgeführt (Abb. 1, 2). Zunächst wurde ein Sohlstollen von 3 × 4 m Querschnitt vorgetrieben; in ihm wurde eine Förderbahn von 0,75 m Spurweite mit Schienen von 14 bis 24 kg/m Gewicht verlegt. Dann folgte der Bau des Firststollens mit 2,50 × 2 m Querschnitt. Zwischen den beiden Stollen wurden in 6 m Abstand zum Abtransport des Abraums senkrechte Schächte angelegt. Die weiteren Bauabschnitte waren dann Ausweitung des Firststollens, Ausbruch bis auf die Höhe des Gewölbekämpfers, Herstellung des Gewölbes, Verbreiterung des Sohlstollens, Ausbruch für die Widerlager und Aufmauerung der Widerlager, zum Schluß Herstellung des Sohlgewölbes. In denjenigen Bauabschnitten, in denen das Gebirge ohne Druck war, betrug die Länge des Bauplatzes von vor Ort bis zur Vollendung des Gewölbes etwa 900 m; in den druckhaften Zonen mußte sie jedoch auf weniger als 100 m zusammengezogen werden.

In einigen sehr weichen Tonschieferschichten, die man auf der Südseite antraf, wurde der Sohlstollen als Zylinder von 4,25 m Durchm. aus einer 0,5 m starken Grubenholzzimmerung hergestellt (Abb. 3). Dank dieser Maßnahme konnte man in den weichen Schichten einen Baufortschritt von 90 m im Monat erzielen, während man bei gewöhnlicher Zimmerung kaum 50 m erreicht haben würde.

Überholungsstation. In der Mitte des Tunnels wird eine Überholungsstation angelegt. Diese besteht in einer 154 m langen Verbreiterung des Haupttunnels auf 17 m. Die Überholungsgleise sind versetzt angeordnet und liegen in eingleisigen Seitentunneln. An der Einmündung der Überholungsgleise in die Hauptgleise verjüngt sich die Tunnelbreite in einzelnen Absätzen wieder auf ihr normales Maß von 8,165 m.

In diese Überholungsstation münden die bereits erwähnten geneigten Schächte (Abb. 4 bis 6).

Wassereinbrüche. Im südlichen Bauabschnitt haben erhebliche Wassereinbrüche zu ernsthaften Schwierigkeiten geführt. Sie kamen stellenweise mit einer Mächtigkeit von 600 l/sek. An vielen Stellen traten sie in der Form von Regen aus der Decke des Stollens auf und erschwerten, da es sich meist um sehr kaltes Wasser handelte, die Arbeit außerordentlich. Die größten Wassereinbrüche hatte man in Abständen von 2400 m (65 l/sek), 4830 m (150 l/sek) und in 5778 m (300 l/sek) vom Südportal.

Der letzte und stärkste Wassereinbruch kam unter so hohem Druck, daß das Wasser 20 m weit in den Arbeitsplatz hineinspritzte. Es wurde versucht, den Riß, aus dem das Wasser herausbrach, durch eine 3 m starke Mauer zu schließen, in der neun Stahlrohre von 175 mm Durchm. für den Wasserabfluß und sieben Rohre von geringerem Durchmesser für das Einspritzen von Zementmörtel vorgesehen waren. Trotz dieser Einspritzungen, denen zur Beschleunigung des Abbindens Sägemehl und Eisenfeilspäne zugesetzt wurden, konnte man das Wasser, das mit einem Druck von 15 at hervorschoß, nicht eindämmen.

Man mußte daher die Mauer wieder abbrechen und versuchen, die Quelle unmittelbar zu verstopfen. In das Gebirge wurden zahlreiche Löcher gebohrt, um das Wasser zu verteilen. In diese Löcher setzte man Eisenrohre, die sorgfältig in den Felsen festgekeilt und dann an eine Zementspritzmaschine angeschlossen wurden. Durch Einspritzen von sehr flüssigem Mörtel aus Zement und feinem Sand gelang es, einen Erdkörper von 4 bis 5 m Dicke wasserundurchdringlich zu machen. Durch diese trockengelegten Teile wurde der Stollen weiter vorgetrieben. Das Verfahren wurde dann in gleicher Weise wiederholt, bis man die 160 m lange wasserführende Schicht durchbrochen hatte. Der tägliche Baufortschritt betrug bei diesem Verfahren allerdings nur 1,2 m.

Gas einbrüche. Beim Durchbohren der Tonschieferschichten traten auf der Nordseite stellenweise sehr gefährliche Gas einbrüche auf. Dieses Gas, das zu 95 % aus Methan (CH₄) bestand, befand sich in Hohlräumen unter sehr hohem Druck. Bei seinem Entweichen entzündete es sich an den Lampen, setzte die Zimmerung in Brand und vergiftete die Luft.

Kurz nach Beginn der Arbeiten führten vier Explosionen zu sehr schweren Unfällen. Sie forderten neun Opfer und

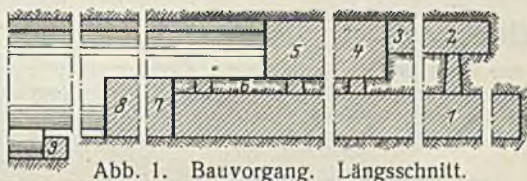


Abb. 1. Bauvorgang. Längsschnitt.

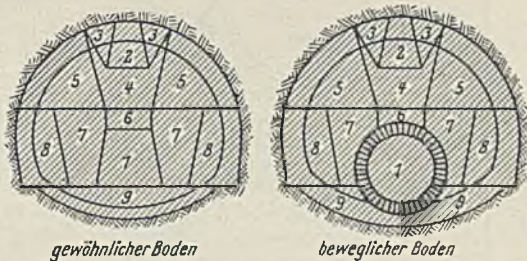


Abb. 2 u. 3. Bauvorgang. Querschnitt.

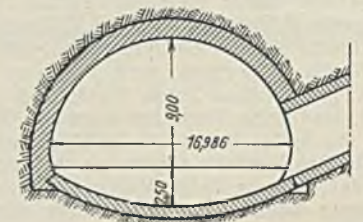


Abb. 5. Querschnitt durch die Tunnelstation an der Mündung eines Schachtes.

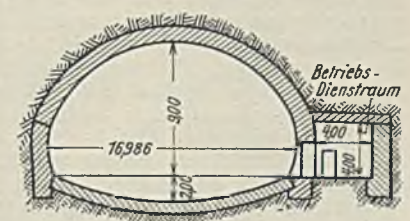


Abb. 6. Querschnitt durch die Mitte der Tunnelstation.

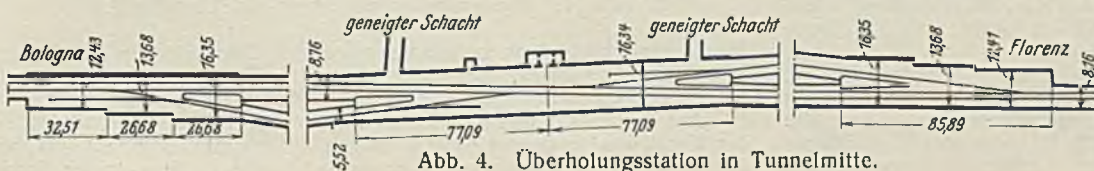


Abb. 4. Überholungsstation in Tunnelmitte.

unterbrechen die Arbeiten 43 Tage. — Die Gaseinbrüche haben außerdem drei Brände hervorgerufen, die allerdings ohne Verlust an Menschenleben bekämpft werden konnten, die aber eine Verzögerung der Arbeiten um 250 Tage verursachten. Der größte Brand entstand am 3. August 1928 in km 5. Bei der Entzündung eines Schusses wurde eine große Gasmenge frei, die sich bald entzündete und den Arbeitern den Zugang zum Arbeitsplatz unmöglich machte. Flammen und Rauch breiteten sich sehr schnell auf große Länge aus, setzten die Zimmerung in Brand und zerstörten zum Teil die Frischluftzufuhr. Der Brand dehnte sich auch auf den Firststollen aus, so daß dieser einstürzte.

Der Kampf gegen diesen Brand dauerte sieben Monate und wurde unter den größten Schwierigkeiten bei sehr hoher Temperatur unter ständiger Gefahr des Stolleneinsturzes geführt. Um das Feuer einzudämmen, wurden Brandmauern errichtet und mit Druckwasser Regenvorhänge angelegt. Die verbrannte Zimmerung wurde durch Metallstützen ersetzt. Gleichzeitig versuchte man, den Brandherd seitlich zu erreichen. Da das Feuer jedoch nicht gelöscht werden konnte, so entschloß man sich, den Sohlstollen hinter einem Staudamm zu ersäufen. Man trieb dann einen Seitenstollen in 15 m Abstand vom Sohlstollen um die Gefahrzone herum und setzte den Vortrieb bei sehr kräftiger Lüftung fort. Der Bau der abgebrannten Zone wurde dann später nachgeholt.

Um weitere Brände zu vermeiden, wurden die folgenden Vorsichtsmaßnahmen getroffen:

1. Die Lüftung wurde verstärkt und die Frischluftzufuhr sowohl im Sohl- wie im Firststollen bis vor Ort durchgeführt.
2. Ausschließliche Verwendung von elektrischer Beleuchtung sowohl bei stehenden Lampen, wie bei Handlaternen.
3. Aufstellung von Grubenlampen zur Beobachtung des Auftretens schlagender Wetter.
4. Überwachung der Bauplätze durch besonders geschultes Personal, Anzünden der ausströmenden Gase in Abständen von $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ Stunde mit Hilfe von elektrischen Fernzündern.
5. Elektrische Zündung der Schüsse.
6. Entfernen der Arbeiter bei der Anzündung des Gases oder bei der Entzündung der Minen.
7. Anlegen von Druckwasserleitungen zur Löschung von Bränden.
8. Verwendung von Druckluftlokomotiven.
9. Schärfste Disziplin in den Brandschutzanlagen.

Diese Maßnahmen haben sich bewährt.

Der südliche Durchschlag fand statt am 22. September 1928, der nördliche am 4. Dezember 1929.

Ausmauerung. Das Tunnelgewölbe ist kreisförmig. Der Durchmesser schwankt zwischen 8,8 und 9 m. Die lichte Höhe in der Tunnelachse beträgt 7,70 bis 7,90 m. Die Stärke des Gewölbes wechselt je nach der Natur des Gebirges zwischen 0,54 und 1,07 m und die des Sohlgewölbes zwischen 0,4 und 0,81 m. Gewölbe und Sohlgewölbe bestehen aus Ziegelsteinen in Mörtel aus hydraulischem Kalk oder Zement, das Widerlager

aus Bruchsteinmauerwerk. In den weichen Tonschieferschichten besteht der Gewölbescheitel auf 3 m Breite aus Sandstein (Abb. 7 bis 10).

In den Widerlagern sind in geringeren Abständen abwechselnd links und rechts Zufluchtischen und in größeren Abständen Nischen für die Arbeiterotten und für die Lagerung von Stoffen vorgesehen.

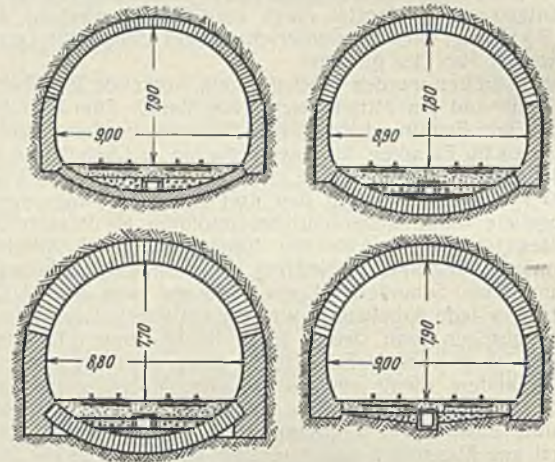


Abb. 7 bis 10. Verschiedene Tunnelquerschnitte.

Für das Sprengen wurden 855 t Dynamit verbraucht, das sind 650 g/m^3 Abraum. Der Kraftverbrauch betrug etwa 100 Mio kWh, das sind 56 kWh/m^3 Abraum oder Mauerwerk. Die Lüftungsanlagen haben ungefähr $6,5 \text{ Mio m}^3$ atmosphärische Luft und ungefähr $240\,000 \text{ m}^3$ Druckluft gefördert.

Die Gesamtkosten für den Tunnel werden sich auf etwa 470 Mio Lire belaufen, das sind ungefähr 25 000 Lire/lfd. m.

Die Arbeiten unterstanden der Leitung des Baubüros in Bologna. Die Oberaufsicht oblag der Bauabteilung der italienischen Staatsbahnen und vom Jahre 1924 an der Generaldirektion für Eisenbahneubauten im italienischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

Die Bauarbeiten begannen im Jahre 1920. Die italienische Regierung sah darin ein Mittel der Arbeitsbeschaffung für die demobilisierten Soldaten. Die schwankenden Materialpreise und Löhne, sowie die schlechte Disziplin der Arbeiterschaft verzögerten die Arbeiten im Anfange sehr. Seit dem Regierungswechsel von 1923 haben sie sich jedoch ohne Unterbrechung reibungslos abgewickelt. Die Arbeiten wurden getrennt nach Erdarbeiten und Mauerwerk vergeben. Maschinen und Baustoffe wurden von Spezialfirmen bezogen und den Unternehmern leihweise überlassen. Hierdurch haben gegenüber einer Gesamtvergebung erhebliche Ersparnisse erzielt werden können.

Dr. Steinhagen.

Vermischtes.

Technische Hochschule Wien. Regierungsbaurat Rudolf Stegemann, Direktor der Leipziger Baumesse G. m. b. H. und Vorstandsmitglied der Leipziger Messe- und Ausstellungs-AG., ist in seiner Eigenschaft als Präsident des Deutschen Ausschusses für wirtschaftliches Bauen wegen seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der Bauwirtschaft zum Ehrenbürger ernannt worden.

Der Ausbau des Ourcq-Kanals. Der Ourcq-Kanal (Abb. 1) ist ursprünglich zu dem Zweck angelegt worden, das Wasser des Ourcq-Flusses nach Paris zu leiten. Anfang des 19. Jahrhunderts wurde er so ausgebaut, daß er kleine 60-t-Kähne, 3,05 m breit, 28,5 m lang, mit 0,9 m Tiefgang aufnehmen konnte. 107 km lang, mündet er in Paris in das la Villette-Becken ein, aus dem der Kanal St. Denis und der Kanal St. Martin abzweigen, nach Süden und Norden die Verbindung mit der stark gewundenen Seine herstellend. Seine Wasserfläche ist nur 10 m breit, und seine Tiefe beträgt nur 1,05 m bis 1,65 m. Trotzdem bewegt sich durch den Kanal ein Verkehr von 900 000 t im Jahre. Schon Ende des 19. Jahrhunderts zeigte sich, daß die kleinen Kähne den Anforderungen, die der Verkehr beim Wachsen der Pariser Vororte stellte, nicht mehr genügen konnten, und es wurde damals schon eine Erweiterung vorgenommen, die sich aber als ungenügend erwies. Ein Plan zum Ausbau der französischen Binnenwasserstraßen vom Jahre 1903 sah daher auch einen Ausbau des Ourcq-Kanals vor, der sich bis zum Anschluß an die Aisne bei Soissons oder an die Olse bei Janville erstrecken soll. Ein Teil dieses Planes ist jetzt, wie Gén. Civ. 1930, Heft 15, S. 353, berichtet, ausgeführt und wird noch ausgeführt. Mit Rücksicht auf das Aufbringen der dazu nötigen Mittel hat man die Arbeiten in zwei Teile geteilt. An die 2,2 km lange, 1895 verbreiterte Strecke anschließend, sind weitere 3,3 km ausgebaut worden, und an ferneren 4,6 km sind die Arbeiten im Gange. Der Kanal kann nach seinem Ausbau die aus dem Kanal St. Denis kommenden 1000-t-Kähne von 62,5 m Länge und 8 m Breite aufnehmen, die einen Tiefgang von 3,2 m haben.

Um dies zu ermöglichen, ist der Kanal da, wo er zwischen Mauern verläuft, auf 17 bis 18 m Breite gebracht worden. Wo seine Ufer geböschet sind, hat er bei 3,20 m Wassertiefe eine Sohlenbreite von 17,4 m; die Böschungen sind unter $1:1\frac{1}{2}$ geneigt, 0,50 m unter der Wasserfläche liegt eine 1 m breite Berme, was eine Breite in Höhe des Wasserspiegels

von 28 m ergibt. Neben dem Kanal verläuft ein Treidelweg. Man hat aber nicht nur den Grund und Boden in der so bedingten Breite von 40 bis 50 m erworben, sondern stellenweise bis auf 200 m Breite, einerseits um die Ausschachtungsmassen abzulagern, andererseits um auf dieser

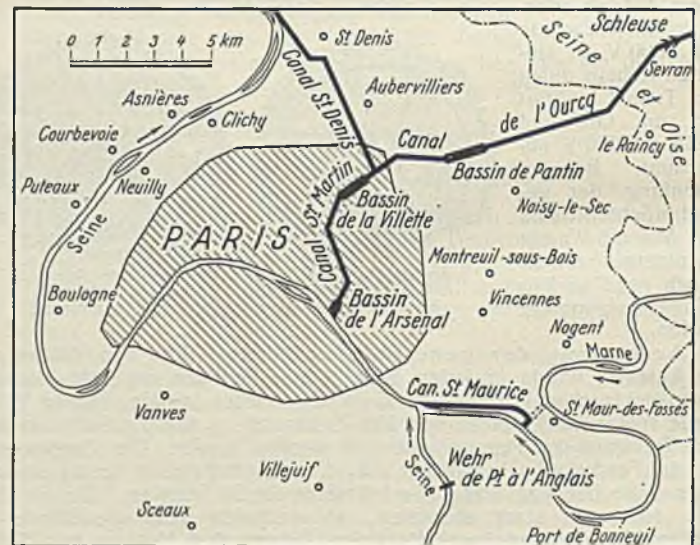


Abb. 1. Wasserstraßen von Paris und Umgebung.

Fläche gewerbliche Unternehmen anzusiedeln. Dem gleichen Zweck dient eine Fläche von 40 ha, die bereits dem Seine-Bezirk gehört und die die Möglichkeit eines Anschlusses an die Eisenbahn bietet.

Auf der 7,9 km langen Strecke, auf der der Ausbau vollendet ist, ist der Kanal von insgesamt 8400 m langen Ufermauern eingefast. Wegen des ungünstigen Baugrundes haben sie bei 3,70 m Höhe über der Kanal-

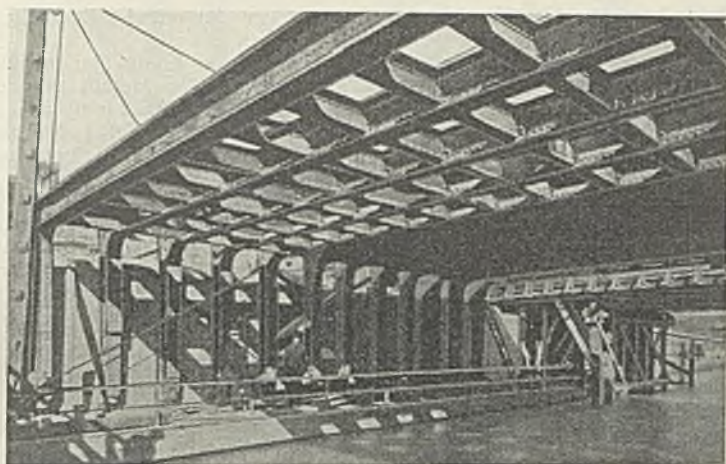


Abb. 2. Brücke über den Ourcq-Kanal bei Pantin.

sohle eine Gesamthöhe bis 8 m. Sie sind in Beton mit Hochofenzement, 225 kg Zement auf 1 m³ Beton, hergestellt. Auf einem Teile der Länge wird die Uferbefestigung aus Bollwerken aus Spundisen gebildet, auf denen eine Deckplatte aus Beton liegt. Für die Spundwand hat man einen rostbeständigen Stahl mit Kupferzusatz verwendet. Diese Art der Uferbefestigung hat bekanntlich den Vorteil, daß es bei ihrer Herstellung keiner abgeschlossenen Baugrube und keiner Wasserhaltung bedarf.

Die alten Brücken über dem Kanal, teils fest, teils beweglich, hatten nur 3,05 m Lichthöhe. Sie sind durch Brücken von 23 m Spannweite mit 4 m Lichthöhe ersetzt worden; 17 m nimmt die Wasseroberfläche ein; der sonst 5 m breite Treidelpfad ist unter ihnen auf 3 m eingeschnürt. Das erste Bauwerk am Eingang zu der verbreiterten Kanalstrecke hat eine Lichtweite 26,8 m bei 4,35 m Lichthöhe. Die Breite dieser Brücken, fünf an der Zahl, ist 5,8 m bis 12 m; teils haben sie 2 m breite Fußwege, teils ist die spätere Anbringung solcher Fußwege auf ausgekragten Trägern vorgesehen. Das Tragwerk besteht aus Stahl, die Fahrbahn wird von Betonplatten gebildet.

Besondere Schwierigkeiten bereitete das Schaffen der nötigen Lichthöhe bei einer Brücke über dem bereits früher verbreiterten Teil des Kanals. Die Ortsverwaltung von Pantin widersprach einer Hebung der Straße mit Rücksicht auf das Ortsbild, und so durfte die Straße nur um 0,45 m höher gelegt werden bei einer Vergrößerung der Lichthöhe unter der Brücke um 65 cm. Die Bauhöhe beträgt daher bei 15,14 m Lichtweite und 20 m Breite der Brücke nur 59 cm. Das Tragwerk wird von zwölf Hauptträgern gebildet, zwischen denen Buckelbleche die nur 14 cm starke Straßendecke tragen (Abb. 2).

Zwei Eisenbahnbrücken, von denen die eine zwölf Gleise der Nordbahn, die andere zwei Gleise der Gürtelbahn über den Kanal überführt, konnten erhalten bleiben; ihre Widerlager mußten allerdings wegen der Tieferlegung der Kanalsole unterfangen werden.

Beim Ausbau ist das Gefälle des Kanals, das bisher 5 cm auf 1 km betrug, fast auf Null gebracht worden; infolgedessen muß zwischen dem neuen und dem alten Teil des Kanals eine Schleuse angelegt werden. Sie erhält eine Nutzlänge von 88,2 m bei 8,2 m Breite; die Wassertiefe über den Drempeln beträgt 2,70 m, die Stauhöhe 1,31 m. Neben der Schleuse wird ein 6,5 m breites Nadelwehr gebaut. Wkk.

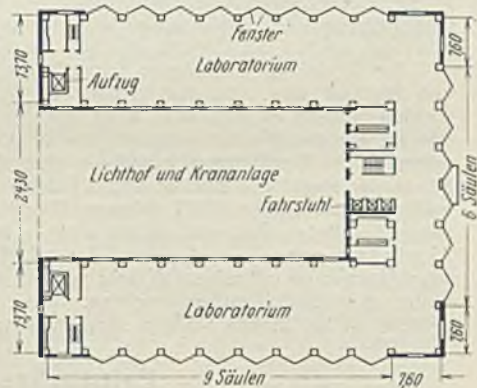


Abb. 1.

Das neue A. O. Smith-Laboratorium in Milwaukee. Im Juni 1930 wurde in Milwaukee, Wis., für die A. O. Smith Corporation der Bau eines Ingenieur- und Untersuchungsgebäudes in Angriff genommen, über dessen Ausbildung in Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, Nr. 23 vom 8. Dezember, S. 881, eingehend berichtet ist.

Das Gebäude, dessen Grundriß in Abb. 1 dargestellt ist, ruht auf kastenförmigen Gittersäulen, die ebenfalls kastenförmige

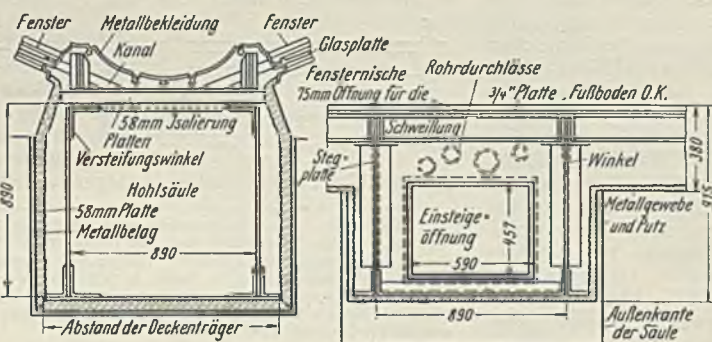


Abb. 3.

Unterzüge tragen. Diese durchlaufenden und durch besondere Mannöffnungen in ihrem Inneren zugänglichen Säulen und Unterzüge gestatten das Hindurchführen der zahlreichen, für die physikalischen und chemischen Untersuchungen erforderlichen Kabel für Licht-, Kraft- und Hochspannungstromzufuhr sowie von Rohrleitungen für Wasser, Gas, Dampf, Brennstoff, Sauerstoff und Preßluft. Der Grundriß läßt ferner die eigentümliche Ausbildung der stumpfwinklig ausladenden Fensternischen zwischen den Außenpfeilern erkennen.

Zwischen den beiden Flügeln des Gebäudes ist ein überdachter Lichthof vorgesehen, in dem etwa in halber Höhe des ersten Stockes ein durchlaufender Kran spielt (Abb. 2).

Bemerkenswert sind ferner die schräg aufwärts gerichteten Decken in den Fensternischen. Hierdurch und durch die vorwiegend als Glasfenster ausgebildeten Außenwände wird ein ausgezeichneter Lichteinfall gewährleistet. Alle Glasfenster sind unbeweglich. Das Innere des Gebäudes wird durch eine Lüftungsanlage im Sommer mit gekühlter, im Winter mit erwärmter Frischluft versehen. Die Lüftungsleitungen liegen ebenfalls in den Säulen.

In Abb. 3 sind typische Querschnitte für die Stahlkonstruktion und Ummantelung der hohlen Säulen und Unterzüge wiedergegeben. Die Deckenträger (I-Träger 5") liegen im Abstände von etwa 61 cm. Sie sind durch 3/16" starke Stahlplatten von 1,83 x 0,61 m Größe überdeckt, die auf den Trägern durch elektrische Schweißung befestigt sind. Die Stahlplatten sind mit einem 2,5 cm dicken eisenbewehrten Zementestrich überzogen, dessen Bewehrung mittels angeschweißter Befestigungsringe mit den Stahlplatten verbunden ist. — Für die Büroräume ist eine Fußbodenbekleidung aus 13/10" starken Holzplatten (11 1/2" ø) vorgesehen, die in einer Klebemasse verlegt werden sollen.

Die Gitterbinder des Lichthofdaches tragen in Mitte ihrer Pfosten durch Schweißung befestigte I-Pfetten, auf denen ein Betonglasdach ruht. Die oberen Binderhälften, die über die Dachdecke hinausragen, sind durch Metallplatten mit Zementbekleidung und eine Aluminiumabdeckung oben ummantelt. Die eigentümliche konstruktive Ausbildung des Gebäudes, die vornehmlich ein leichtes Aufstellen und Anschließen der physikalischen und chemischen Apparate an beliebigen Stellen erleichtern soll, ist ein Entwurf des Konstruktionsingenieurs E. W. Burgess der A. O. Smith Corporation. Die Architekten sind Holabird und Root, Chicago. Das Bauwerk sollte im Januar 1931 fertiggestellt sein. Zs.

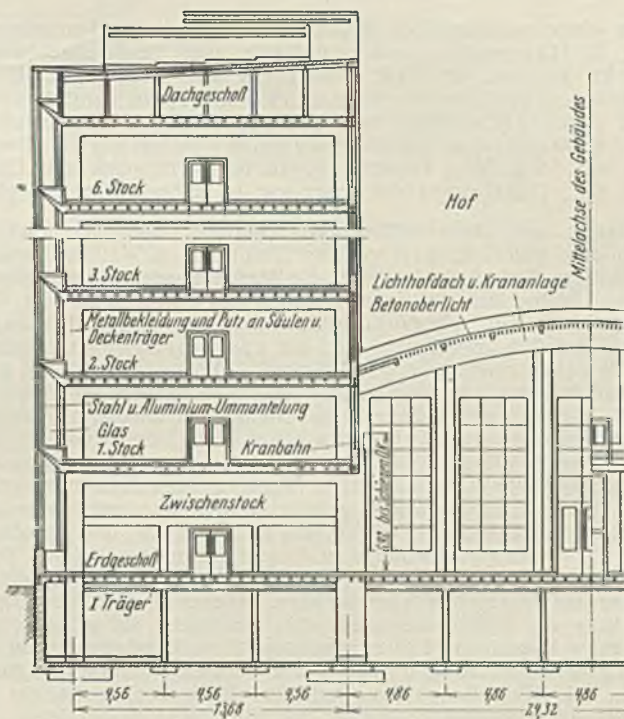
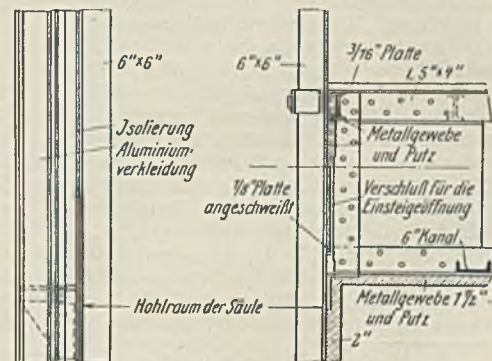


Abb. 2.



Die Preußische Akademie des Bauwesens hat in ihrer öffentlichen Sitzung vom 22. März 1931 die goldene Medaille für hervorragende Leistungen im Bauwesen verliehen den Herren

Dr.-Ing. ehr. Ludwig Dürr, Technischem Direktor der Luftschiffbau Zeppelin G. m. b. H., Friedrichshafen a. B., wegen seiner hohen Verdienste um den Bau deutscher Luftschiffe und

Geh. Rat Prof. Dr.-Ing. ehr. Dr. phil. Theodor Fischer in München wegen seiner hohen Verdienste als schöpferischer Baumeister, als fruchtbarer Lehrer und geistvoller Anreger auf allen Gebieten künstlerischen Bauschaffens.

In der gleichen Sitzung hielt Prof. Dr.-Ing. Kulka, Hannover, einen Vortrag über „Theorie und Praxis“.

Technische Hochschule Berlin. Der Hafenbaudirektor in Bremerhaven und Privatdozent für das Lehrfach „Wirtschaftliche Durchführung von Wasserbauten“ an der Technischen Hochschule Hannover, Baurat Dr.-Ing. Arnold Agatz, ist als ordentlicher Professor an die Technische Hochschule Berlin berufen worden.

Technische Hochschule Darmstadt. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem Ingenieur Hans Schmuckler von der Firma Breest & Co. in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung des neuzeitlichen Stahlbaues, insbesondere des Stahlskelett- und Hallenbaues.

Deutsche Gesellschaft für Bauwesen E. V. Der erste Vorstand der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen E. V. setzt sich wie folgt zusammen: 1. Vorsitzender: Senator Prof. Elkart, Hannover; stellv. Vorsitzende: Ministerialrat z. D. Busch, Berlin, und Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Hertwig, Berlin; Beisitzer: Regierungsbaumeister a. D. Architekt BDA Beschoren, Berlin, Oberbaudirektor Dr. Dantscher, München, Prof. Dr.-Ing. Giese, Berlin, Architekt Grell, Hamburg, Branddirektor Dr.-Ing. Kaiser, Breslau, Direktor Dr. Kress, Berlin, Präsident Kuhn, Stuttgart, Provinzial-Baurat Kühn, Königsberg i. Pr., Stadtbaurat Dr.-Ing. Leske, Dresden, Architekt BDA Mangner, Wuppertal, Reichsbahndirektor Geh. Baurat Dr.-Ing. Schaper, Berlin, Regierungsbaurat Stegemann, Leipzig, Direktor Dr. Trambauer, Ludwigshafen, Strombaudirektor Dr.-Ing. ehr. Zander, Magdeburg.

Die nächste Tagung mit Vorstandsratssitzung und Hauptversammlung soll im Mai 1932 in München stattfinden.

Bau einer geschweißten Brücke. Zu dem in der Bautechn. 1931, Heft 9, S. 112, veröffentlichten Aufsätze von Regierungsbaumeister Kleintke teilt uns der Verf. nachtraglich mit, daß das Stahlgewicht des geschweißten Überbaues rd. 42,5 t (ohne Lager) beträgt; der Entwurf der genieteten Brücke hatte demgegenüber ein Stahlgewicht von rd. 52,5 t aufzuweisen, so daß die geschweißte Konstruktion eine Ersparnis von rd. 10 t, d. s. 20% Baustahl gegenüber dem genieteten Überbau ergeben hat. Das Gewicht der Lager war in beiden Fällen das gleiche.

Anlagen aus säurebeständigen Stählen¹⁾. Die säurebeständigen Stähle bilden, wie C. C. Hall vor der „Institution of Welding Engineers“ ausführte, eine Fortentwicklung des für Messerschmiedewaren benutzten roststabilen Stahls, dem bei einem C-Gehalt von 0,3% 12 bis 14% Chrom zugesetzt sind. Ein solcher nicht-martensitischer Stahl ist jedoch für chemische Anlagen ungeeignet. Erst die austenitischen Chromnickelstähle, die neben einem niedrigen C-Gehalt (0,1%) etwa 18% Cr, 8% Ni und kleine Mengen anderer Elemente enthalten, geben ein Material an die Hand, das bei weit größerer Säurebeständigkeit leichter zu bearbeiten ist. Im Gegensatz zu gewöhnlichen roststabilen Stählen können jedoch die austenitischen Stähle nicht durch Warmbehandlung, sondern nur durch Kaltbehandlung wie Ziehen, Walzen, Pressen, Hämmern usw. gehärtet werden. Die auf diese Weise gehärteten Stähle können aber durch geeignete Warmbehandlung wieder erweicht werden und werden für Konstruktionszwecke in der Regel in diesem Zustande geliefert. Bei der maschinellen Bearbeitung sollte sich im Zusammenhang hiermit die Kaltarbeit auf ein Mindestmaß beschränken. Dieser Umstand bedingt die Verwendung von Werkzeugen, die eher schneiden als scheren, sowie stark gebaute Maschinen. Für eine wirtschaftliche Bearbeitung sind dabei natürlich gute Schnelldrehstähle nötig. Die Werkzeugwinkel sollten ähnliche sein wie bei Bearbeitung von Hartholz. Beim Drehen ist der hohe Dehnungskoeffizient (50% höher als von Flußeisen) zu beachten. Beim Walzen von Mantelblechen können Biegelwalzen verwendet werden, wie sie gewöhnlich bei Flußeisen benutzt werden. Das Sägen kann mit Schnelldrehstahlsägen (bei etwa 100 Bewegungen je Minute) erfolgreich geschehen. Bei starkem Wölben oder Bördeln kann erneutes Erweichen in einem geeigneten Ofen (keinem Koksherd) auf etwa 1150° C nebst nachfolgendem raschen Abkühlen notwendig sein. Ist hierbei ein Abschrecken im Wasser möglich, so sollte dieses Kühlverfahren angewendet werden. Das Pressen und Formen geschieht besser mit passenden Gesenken als in Abschnitten oder Stufen. Die etwaige Warmbearbeitung, die größere Sorgfalt erfordert, sollte zwischen 1150 und 900° C geschehen. Ein Erhitzen auf eine Temperatur zwischen 500 und 900° C sollte bei diesen Stählen wegen der Verminderung der chemischen Widerstandsfähigkeit tunlichst vermieden werden. Die Stähle können bis zu einer Nietdicke von $\frac{3}{8}$ Zoll (= 9,5 mm) kalt genietet werden. Geeignet wäre ein Kopf- und Schaftdurchmesserverhältnis von 1,6:1. Dickere Nieten müssen beim Schließen auf 1100 bis 1150° C erwärmt werden. Am zweckmäßigsten ist eine Nietmaschine, die das Schließen mit einem einzigen

Druck bewirkt. Das Verstemmen sollte wegen der mit der Bearbeitung verbundenen Härtung eilig geschehen.

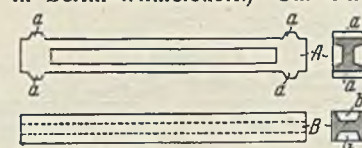
Mit Ausnahme des Schmiedeherd- und des Kohle-Flambogen-schweißens sind alle Schweißarten anwendbar. Das Metallektroden-Flambogenverfahren kann für Stähle von $\frac{5}{64}$ Zoll (= 2 mm) an, im Falle sorgfältiger Kontrolle selbst bei Material von 0,036 Zoll (= 0,9 mm) angewendet werden, während sich das Azetylen-Sauerstoff-Verfahren mehr für eine Dicke bis zu $\frac{1}{8}$ Zoll (= 3,2 mm) eignet und bei dickem Material nur schwer befriedigende Ergebnisse liefert. Beim Schweißen der säurebeständigen Stähle ist auf mechanische Festigkeit, Fehlerlosigkeit (Abwesenheit von Blasen, die Korrosionsherde bilden können) und Aufrechterhaltung der richtigen Zusammensetzung zu achten. Im letzteren Punkte bietet das Flambogenverfahren mehr Sicherheit gegen Ungeschicklichkeiten. Wegen der hohen Temperatur des Flambogens geht etwas Chrom und Nickel verloren, doch wird diesem Umstand jetzt bei den Elektroden Rechnung getragen, so daß der Schweißer die Zusammensetzung nicht zu ändern vermag. Bei Verwendung der richtigen Elektroden bietet das Flambogenverfahren wenig Schwierigkeiten. Gleichstrom ist im allgemeinen dem Wechselstrom vorzuziehen. Die Ablagerung des Metalls sollte mehr in dünnen Schichten geschehen. Das Schweißen von bereits stark beanspruchtem Metall oder von Stücken ungleicher Dicke sollte vermieden werden. Anschließend Warmbehandlung trägt zur Beseitigung der etwa vom Schweißen herrührenden Spannungen bei.

Das Azetylen-Sauerstoff-Verfahren erfordert weit mehr Geschicklichkeit. Durch einen Azetylenüberschuß der Flamme kann nämlich die Zusammensetzung des abgelagerten Metalls in Hinblick auf den C-Gehalt stark verändert werden. Eine Steigerung des C-Gehaltes macht jedoch die Schweißung hart und spröde und verändert unter Umständen die Widerstandsfähigkeit des Stahls gegen Korrosion. Ferner nimmt in solchen Fällen die Schweißstelle nicht dieselbe Politur an wie das Muttermetall, sondern bleibt „wolkig“ oder „milchig“. Das blanke, silberähnliche Aussehen der Schweißung ist in der Regel ein bedenkliches Zeichen und beweist, daß eine reduzierende Flamme benutzt worden ist. Zweckmäßig stellt man den Schweißbrenner derart ein, daß ein Azetylenüberschuß vorhanden ist, und vermindert dann das Azetylen, bis dieses außer im eigentlichen Schweißkegel vollständig verschwunden ist. Andererseits darf nicht zu wenig Azetylen verwendet werden, da sonst eine oxydierte, mangelhafte Schweißung entsteht. Die Spitze des Schweißkegels sollte stets das geschmolzene Metall berühren. Am besten wäre die Verwendung von Schweißdraht, der ununterbrochen zugeführt werden kann. Bei unterbrochener Zuführung sollte man den Schweißdraht nicht in der äußeren Zone der Flamme belassen, sondern daraus zurückziehen und nach Bedarf wieder bis zur richtigen Stelle vorschieben. Das geschmolzene Metall sollte nicht so heiß werden, daß es wallt. Bei Verwendung einer Düse von derselben Größe und dem gleichen Gasdruck wie beim Schweißen von Flußeisen ist wegen der geringeren Wärmeleitfähigkeit der austenitischen Stähle mit Schwierigkeiten durch Überhitzung zu rechnen. Ein Zurückziehen der Spitze des Schweißkegels kommt dabei nicht in Frage, vielmehr ist meist die Verwendung einer kleineren Düse nötig. Flußmittel sind beim Gasschweißen dieser Sonderstähle im allgemeinen nicht nötig, doch hat in vereinzelten Fällen die auf der Unterseite der Schweißstelle erfolgte Anwendung eines Flußmittels ein glatteres Aussehen der Unterseite ergeben. Bei Blechen von weniger als 0,9 mm Dicke ist das Stumpfschweißen (außer in Verbindung mit kleinen starren Gegenständen) in der Regel nicht zu empfehlen. Wo es die Umstände erlauben, sollten bei dünnen Blechen die Kanten gebördelt werden.

Zur Erzielung fehlerfreier Schweißverbindungen müssen die Kanten von Blechen usw. vor dem Schweißen gründlich von Oxyd gereinigt werden, wofür es sich nicht etwa um schon gereinigte Platten handelt, wie sie aus den Werken angeliefert werden. Ebenso muß, falls der Stahl während der Bearbeitung irgendwie einer Erhitzung ausgesetzt gewesen ist, in der Regel der Zunder durch Beizen entfernt werden. Am zweckmäßigsten ist ein aus 50 RT. Wasser, 50 RT. Salzsäure und 5 RT. Salpetersäure bereitetes Bad von 50 bis 60° C, in das der Gegenstand etwa 15 min lang getaucht wird, worauf der gelockerte Zunder durch Abschuern oder Abwaschen mit reinem Wasser entfernt wird. Alle Säurespuren müssen hinterher gründlich entfernt werden. Die Säuberung mit dem Sandstrahlgebläse ist bei diesen Stählen nicht zu empfehlen. R. Manschke.

Patentschau.

Stützmauer. (Kl. 19e, Nr. 511472 vom 2. 12. 1927 von Wilhelm Preß in Berlin-Wilmersdorf.) Um ein Verschieben der aus einem Rahmenwerk aus fertigen rechtwinklig zueinanderverlegten Balken A und B bestehenden Stützmauer zu vermeiden, sind an den Enden der Balken A obere und untere Ansätze a vorgesehen, die in die untere oder obere Längsnut b der rechtwinklig zu den Balken A liegenden Balken B eingreifen.



INHALT: Grundwassersenkung oder Tiedränge? — Tauchbrücke für Bahnverkehr. — Die internationale Hängebrücke über den Detroit-Fluß. (Schluß.) — Der große Apennin-Tunnel auf der neuen Eisenbahnlinie Bologna-Florenz. — Vermischtes: Technische Hochschule Wien. — Ausbau des Ourcq-Kanals. — Neues A. O. Smith-Laboratorium in Milwaukee. — Preußische Akademie des Bauwesens. — Technische Hochschule Berlin. — Technische Hochschule Darmstadt. — Deutsche Gesellschaft für Bauwesen E. V. — Bau einer geschweißten Brücke. — Anlagen aus säurebeständigen Stählen. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ „Mechanical World“, London, Band LXXXIX, Nr. 2300 vom 30. Januar 1931, S. 95 bis 97, und Nr. 2301 vom 6. Februar 1931, S. 123 bis 125.