

# DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang

BERLIN, 15. März 1929

Heft 12

Alle Rechte vorbehalten.

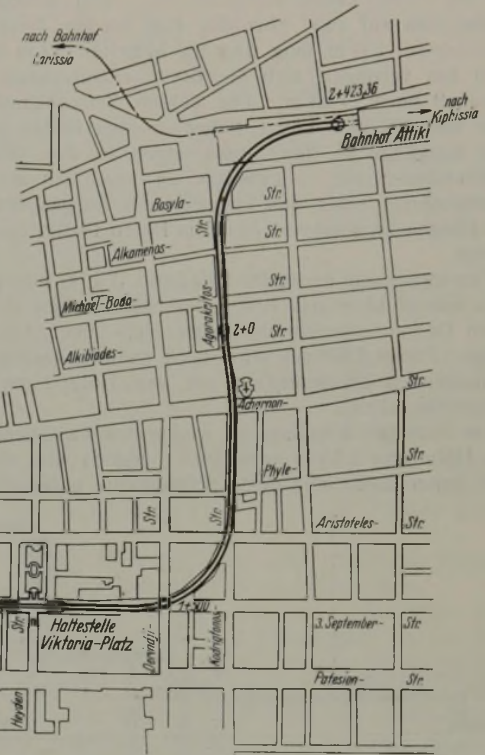
## Die Untergrundbahn Omoniaplatz—Attiki in Athen.

Von Dr.-Ing. A. Durchholz, Berlin-Siemensstadt.

Die Griechische Elektrische Eisenbahngesellschaft hat im September 1927 mit dem Bau einer unterirdischen Bahn vom Omoniaplatz bis zum Bahnhof Attiki mit einer Gesamtlänge von rd. 2400 m begonnen. Diese Bahn entspricht in bautechnischer Hinsicht den Untergrundbahnen in Berlin und Hamburg.

Vom verkehrstechnischen Standpunkte betrachtet, hat sie nicht die Bedeutung einer Stadtschnellbahn nach Berliner oder Hamburger Muster. Als Durchmesserbahn soll sie eine unmittelbare Verbindung zwischen der Piräus- und Kiphissia-Linie schaffen. Ein besonderer Vorteil liegt darin, daß der städtische Verkehrsmittelpunkt Omoniaplatz berührt wird. Außer-

Abb. 1. Lageplan der Untergrundbahn.



dem bedeutet die neue Bahn eine wesentliche Verkehrsverbesserung zwischen den südlichen und nördlichen Stadtteilen von Athen (Abb. 1).

Bisher führte eine Dampfbahn, die beim Bahnhof Attiki von der Kiphissia-Linie abzweigte, durch die Agorakriton- und 3.-September-Straße zum Laurionplatz. Neben vielfacher Rauchbelästigung der Anwohner war diese Straßen-Dampfbahn eine ständig größer werdende Gefahr und Behinderung des wachsenden Straßenverkehrs.

Zu Beginn 1928 wurde die Dampfbahn stillgelegt. Die neue Untergrundbahn wird die angeführten Nachteile der Straßenbahn vermeiden und außerdem eine bessere Beförderungsmöglichkeit bieten.

Die Linienführung der zweigleisig ausgebildeten Untergrundbahn geht aus Abb. 1 hervor. In der Athener Straße schließt sie an die bestehende Piräusbahn an, die bereits elektrisch betrieben wird und vom Südende der Athener Straße ab in einem unterirdischen, gewölbten Tunnel verläuft.

Der alte Omoniabahnhof wird umgebaut, um später als Abstellbahnhof zu dienen. Außerdem ist an der Theaterseite ein besonderes Abstellgleis zur Wagenreinigung vorgesehen. Unter dem Omoniaplatz liegt die wichtigste Haltestelle der Bahn. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, führen zu diesem Platz acht Straßen, die fast sämtlich starken Verkehr aufnehmen müssen. Außerdem befindet sich hier ein Hauptknotenpunkt der elektrischen Straßenbahnen.

Auf dem Omoniaplatz ist also mit einer erheblichen Verkehrssteigerung zu rechnen. Deshalb ist die Untergrundbahnhaltestelle recht geräumig angelegt (Abb. 2). Zwei Eingangstrepfen von je 4 m Breite führen vom Mittelgrünplatz zum Fahrkartenverkaufsraum, in dem noch

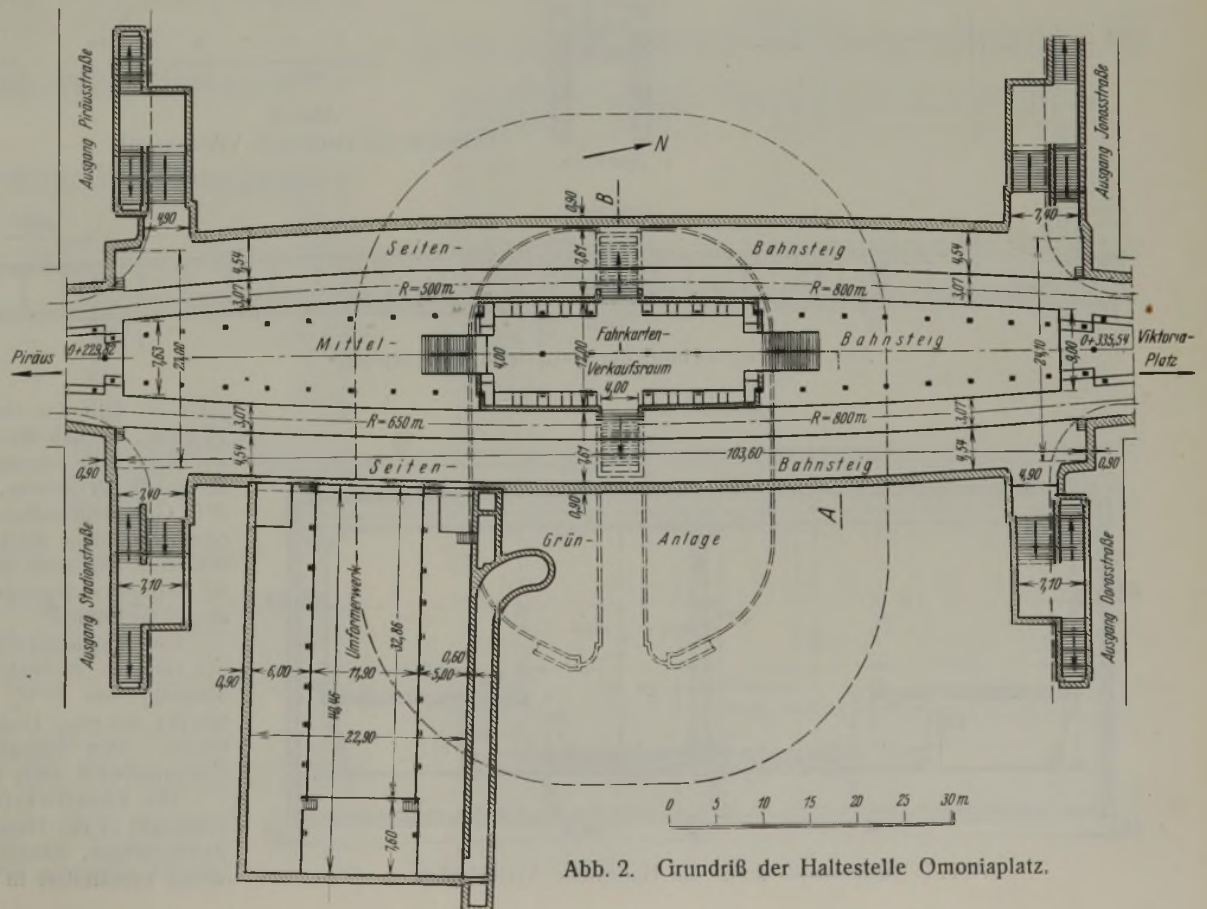


Abb. 2. Grundriß der Haltestelle Omoniaplatz.

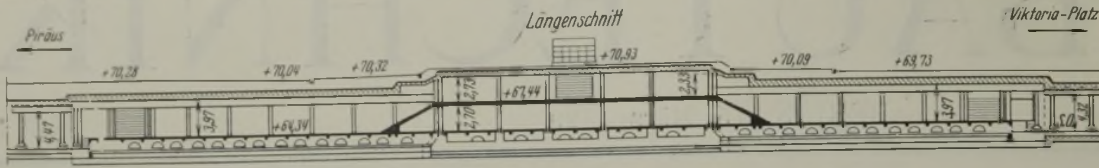


Abb. 3. Längenschnitt der Haltestelle Omoniaplatz.

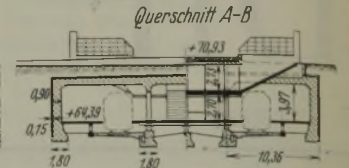


Abb. 4. Querschnitt durch die Haltestelle Omoniaplatz.

Platz für kleine Läden vorhanden ist. Von diesem Zwischenstockwerk gelangt man auf zwei ebenfalls 4 m breiten Treppen zum Mittelbahnsteig, der rd. 100 m lang und im Mittelteil 12 m breit ist. Nach den Enden hin verringert sich die Breite entsprechend der Gleiskrümmung bis auf 9 bzw. 7,63 m. Die beiden Seitenbahnsteige von je 4,54 m Breite und 103,60 m Länge haben an den Enden je 4 m bzw. 2,50 m breite Ausgänge zu den Bürgersteigen in der Nähe der Athener und 3.-September-Straße. Besonders zu erwähnen sind die Gepäckaufbewahrungsräume unter den Podesten der Ausgangstreppen. Sie sind vor allen Dingen im Interesse der vom Hafen Piräus eintreffenden Reisenden angelegt.

Der Innenraum der Haltestelle (Abb. 3 u. 4) bietet trotz seiner größten Breite von 27,22 m das Bild einer freien hohen Halle, weil außer der ebenen Deckenunterseite die lichte Höhe über den Bahnsteigen 3,97 m beträgt. Dieser Eindruck wird noch dadurch gesteigert, daß die beiden durchlaufenden Stützenreihen mit den Unterzügen den Raum in drei Längsschiffe teilen.

Im Mittelteil allerdings ist wegen des Zwischenstockwerkes nur eine lichte Höhe von 2,70 m vorhanden. Jedoch wird dieser verhältnismäßig kleine Raum durch eine dritte Stützenreihe unterteilt, so daß auch hier

das Gefühl der niederdrückenden Schwere bei der Deckenkonstruktion vermieden ist.

Die Gleisanlage in der Haltestelle Omoniaplatz bedarf keiner weiteren Erklärung. Vor und hinter dem Omoniaplatz sind doppelte Kreuzungsweichen angelegt, die je nach Bedarf ein Umlenken der Züge gestatten.

In rd. 1000 m Entfernung nördlich vom Omoniaplatz liegt die Haltestelle Viktoriaplatz (Abb. 5 bis 7). Hier sind mit Rücksicht auf die geringen Verkehrsbedürfnisse nur zwei Seitenbahnsteige angeordnet, so daß die Gleise im normalen Abstände durchgeführt werden können. Die Bahnsteige sind 3,50 bis 4 m breit und 100 m lang. Im Mittelteil liegen die Räume für den Fahrkartenverkauf, für Personal und Geräte. Ebenso wie in der Haltestelle Omoniaplatz ist die Decke mit ebener Unterseite ausgeführt. Die lichte Höhe über den Bahnsteigen beträgt nur 3,30 m; dies genügt durchaus mit Rücksicht auf die Breite von rd. 15 m.

Von der Haltestelle führen unmittelbar zum Viktoriaplatz zwei Treppen mit 2,20 m lichter Breite. Die Ausgänge auf der anderen Seite sind wesentlich knapper bemessen, da die schmalen Bürgersteige in der engen Heydenstraße nur 1,50 m breite Treppen gestatten. Eine Erweiterungsmöglichkeit bis auf 2,20 m ist dadurch vorhanden, daß die Treppenausgänge in die benachbarten Häuser verlegt werden können. Dies ist allerdings nur dann möglich, wenn dadurch die Entlüftung des Tunnels nicht beeinträchtigt wird.

Nördlich vom Viktoriaplatz verläßt die Untergrundbahnlinie an der Derindji-Straße die 3.-September-Straße und führt in einer Kurve von 160 m Halbmesser zur Kodrigtonos- und Agorakriton-Straße. Bei Station 2 + 255 endigt der Tunnel. Von dort verläuft die Linie in offenem Einschnitt bis zum Bahnhof Attiki.

Also auch in dem kurvenreichen Streckenabschnitt Viktoriaplatz—Attiki schließt sich die Untergrundbahn ebenfalls der alten Dampfbahn an. Dadurch ist die kostspielige Unterfahrung von Häusern vermieden. Nur an drei Stellen schneidet der Tunnel benachbarte Häuser an.

Die Höhenlage der Untergrundbahn ist an den Endpunkten durch die Schienenhöhe der Piräusbahn bzw. des Bahnhofes Attiki gegeben (Abb. 8).

Am Rathaus in der Athener Straße beträgt die Überschüttungshöhe über der Tunneldecke etwa 3 m. Nach der Haltestelle Omoniaplatz zu fällt das Gelände, und die Bahnlinie steigt mit 17,74‰, so daß die Überschüttung vor der Haltestelle bis auf etwa 2 m verringert wird. In dem übrigen Teil, dem Hauptteil der Strecke, schließt sich die Bahn im allgemeinen der Geländegestaltung an. Die Überschüttung hat eine durchschnittliche Stärke von etwa 1 m. Zur Verteilung der schweren Radlasten ist also genügend Aufschüttung und der für Leitungsverlegungen erforderliche Raum über der Tunneldecke vorhanden.

Die Steigungsverhältnisse zeigt der Längenschnitt. In der Geraden nördlich Omoniaplatz befindet sich die größte Steigung von 28‰. Die Züge werden auf der freien Strecke mit einer Geschwindigkeit von etwa 40 bis 50 km/h fahren. Den Energiebedarf erhält die Bahn von dem Umformerwerk unter dem Omoniaplatz.

Die konstruktive Ausbildung der Tunnelbauwerke entspricht in der Hauptsache den Berliner bzw. Hamburger Ausführungen, natürlich unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse in Athen.

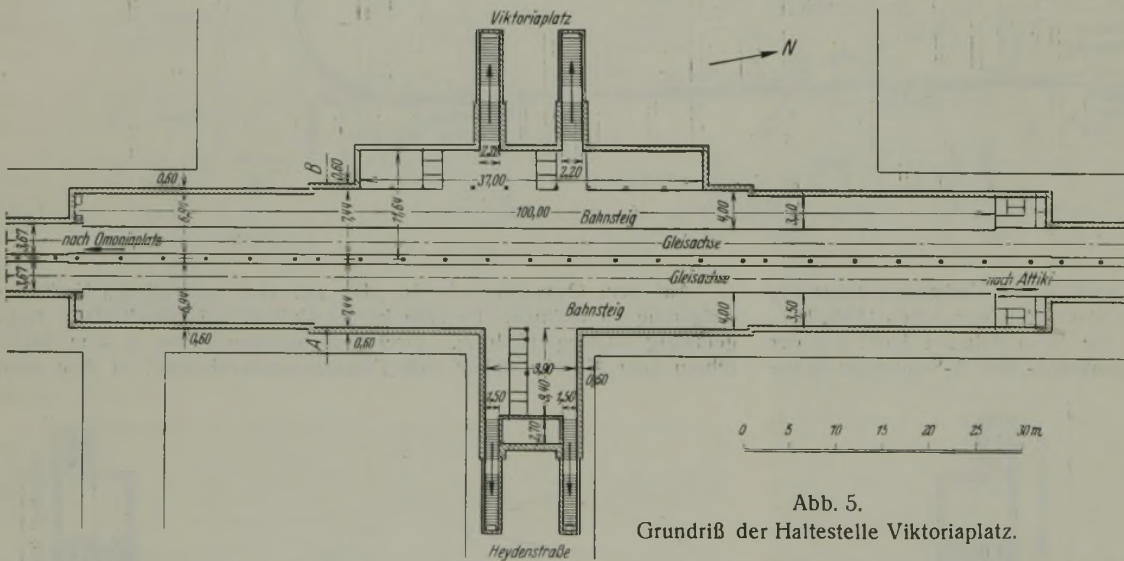


Abb. 5. Grundriß der Haltestelle Viktoriaplatz.

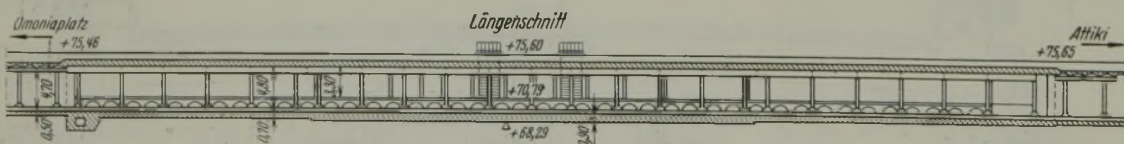


Abb. 6. Längenschnitt der Haltestelle Viktoriaplatz.

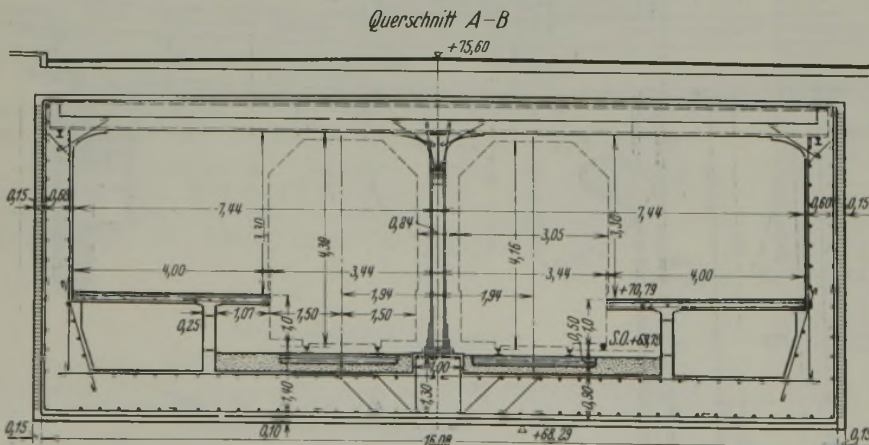


Abb. 7. Querschnitt durch die Haltestelle Viktoriaplatz.

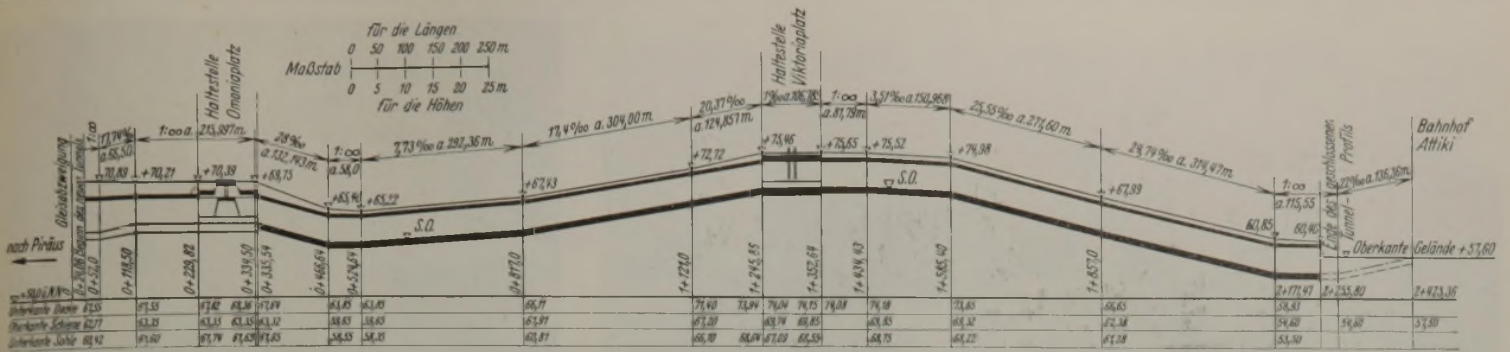


Abb. 8. Längenschnitt der Gesamtstrecke.

Infolge der verschiedenen Grundwasserverhältnisse sind zwei Tunnelbauweisen erforderlich. Auf dem Omoniaplatz und südlich davon ist der Grundwasserandrang in der Tunnelsohle so gering, daß eine Drainage zur Wasserabführung genügt. Der Tunnel ist daher mit offener Sohle hergestellt (Abb. 9). Das Drainagewasser wird durch Entwässerungsrinnen an den Stützenfluchten gesammelt. Die Seitenwände und die Decke erhalten eine Dichtung aus zweifacher Asphaltplatte, um den Beton gegen Oberflächenwasser zu schützen. Da bei einer etwa aufsteigenden Feuchtigkeit Eisenlagen im Beton zerstört werden könnten, sind die Wände in Stampfbeton ausgeführt.

Nördlich vom Omoniaplatz bis Attiki ist mit so starkem Grundwasserandrang zu rechnen, daß sämtliche Tunnelbauwerke allseitig geschlossen hergestellt werden müssen. Den Regelquerschnitt des Tunnels zeigt Abb. 10.

Entsprechend den Grundwasserverhältnissen ist die Haltestelle Omoniaplatz mit offener Sohle ausgeführt, während auf dem Viktoriaplatz die Haltestelle eine vollkommen geschlossene Sohle besitzt.

Die linke Hälfte der Abb. 4 stellt einen Regelquerschnitt der Haltestelle Omoniaplatz dar. Zwischen den Deckenträgern in rd. 1 m Abstand ist eine Eisenbetondecke mit ebener Untersicht gespannt. Die Stützen haben aus Ersparnisgründen nur 1,70 m Abstand von den Bahnsteigvorderkanten. Dadurch ergeben sich annähernd gleiche Spannweiten der Deckenträger.

Besonders bemerkenswert ist die Querschnittsausbildung im Mittelteil der Haltestelle Omoniaplatz. Durch die Anordnung des Zwischenstockwerkes für die Fahrkartenverkaufsräume liegt hier die Decke über dem Mittelbahnsteig tiefer als an den Seiten (Abb. 4). Der von der Seitenwand ausgeübte wagerechte Schub muß also in die tieferliegende Decke übertragen werden, um sich dort mit dem Schube der gegenüberliegenden Wand auszugleichen. Zu diesem Zwecke sind einige Deckenträger als einhäufige Rahmen ausgeführt, welche wagerechte Kräfte an die Unterzüge der Zwischendecke abgeben können.

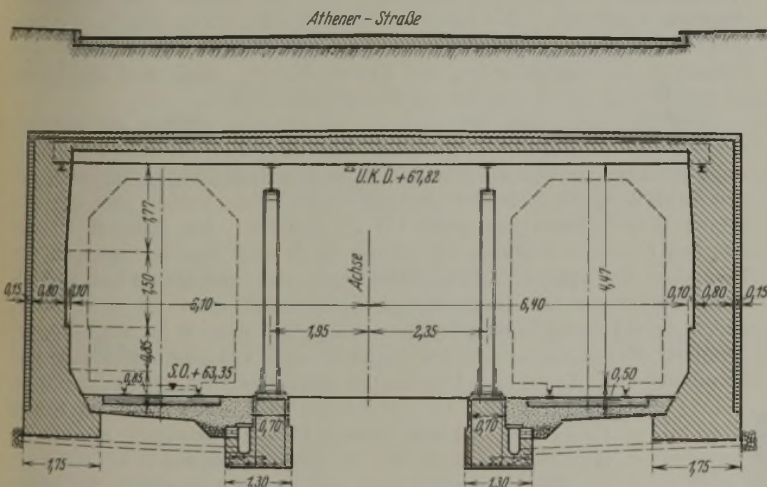


Abb. 9. Offener Tunnelquerschnitt südlich Omoniaplatz.

der Sohlenränder höhere Bodenpressungen als im Mittelteil der Sohle. Wenn der Auftrieb in Wirksamkeit tritt, so hat also die Sohle in der Mitte das Bestreben, früher aufzuschwimmen als an den Rändern. Würde dieses Aufschwimmen nur im Mittelteil tatsächlich eintreten, so hätte die Tunneldecke durch die Stützen noch aufwärts gerichtete Kräfte aufzunehmen, was nicht zulässig ist.

Die statische Untersuchung ergibt, daß selbst bei der geringen Überschüttungshöhe in der Haltestelle Viktoriaplatz die Gefahr des teilweisen Aufschwimmens nicht besteht.

Ganz besondere Bedeutung für den Untergrundbahnbau in Athen hat die Erdbebengefahr. Wenn auch die Stadt selbst nicht als Erdbebenzentrum anzusprechen ist, so liegt ohne Zweifel Athen in der Gefahrenzone, wie die mehrfach in der Nähe aufgetretenen Erdbeben beweisen. Im Frühjahr vorigen Jahres hat das schwere Erdbeben bei Korinth auch in Athen verhältnismäßig starke Erdstöße hervorgerufen, deren wagerechte Beschleunigung von den Sachverständigen bis auf 250 mm/sek<sup>2</sup> geschätzt wurde.

Unter diesen Umständen entschloß man sich, sämtliche Tunnelbauwerke auf ihre Standsicherheit bei Erdbeben zu untersuchen.

Die Erfahrungen in Japan zeigen, daß die senkrechten Zusatzbeanspruchungen infolge der Erdbebenstöße im allgemeinen nur geringe Bedeutung haben.<sup>1)</sup> Die eigentliche Ursache für die Zerstörungen sind die Seitenstöße. Man muß also die Querschnitte als Rahmen mit möglichst steifen Ecken ausbilden. Die zahlenmäßige Erfassung dieser Erdbebenkräfte ist allerdings nur annähernd möglich.

Mit Rücksicht auf die nur schätzungsweise angenommene Stärke des Erdbebens hat es auch keinen Zweck, sehr genaue Rechnungen anzustellen. Man muß sich nur Klarheit darüber verschaffen, welche Wirkungen ein Erdbeben auf die Bauwerke haben würde. Die Untersuchung der Tunnelbauwerke zeigt, daß hauptsächlich der einseitig vermehrte Erddruck und

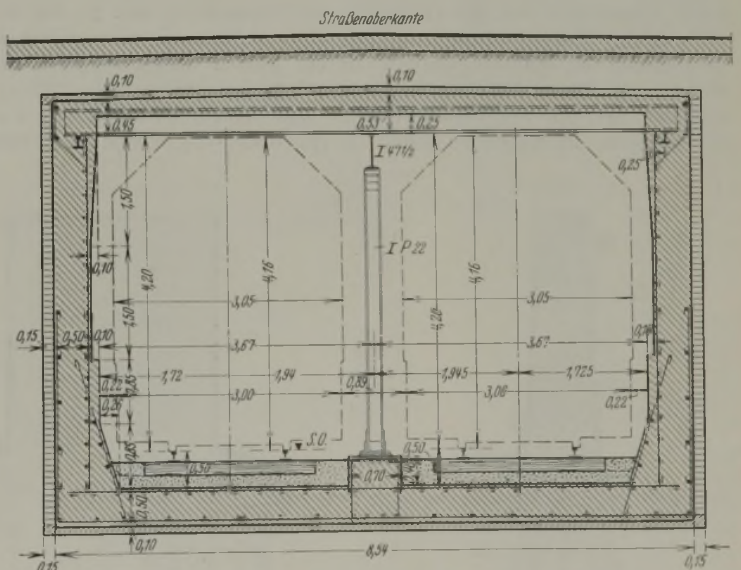


Abb. 10. Regelquerschnitt des geschlossenen Tunnels.

die wagerechte Beschleunigung der Auflasten Zusatzspannungen im Bauwerk erzeugen.

Zurzeit ist der Streckenabschnitt von der Athener Straße bis einschließlich Haltestelle Viktoriaplatz größtenteils im Rohbau hergestellt.

Abb. 11 zeigt die Haltestelle Omoniaplatz im Bau. Man sieht von der Südwestecke auf die Trägerlage der Haltestelle und die ausgesteifte

<sup>1)</sup> Vergl. Dr.-Ing. Briske: Die Erdbebensicherheit von Bauwerken. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.



Abb. 11. Haltestelle Omoniaplatz im Bau.

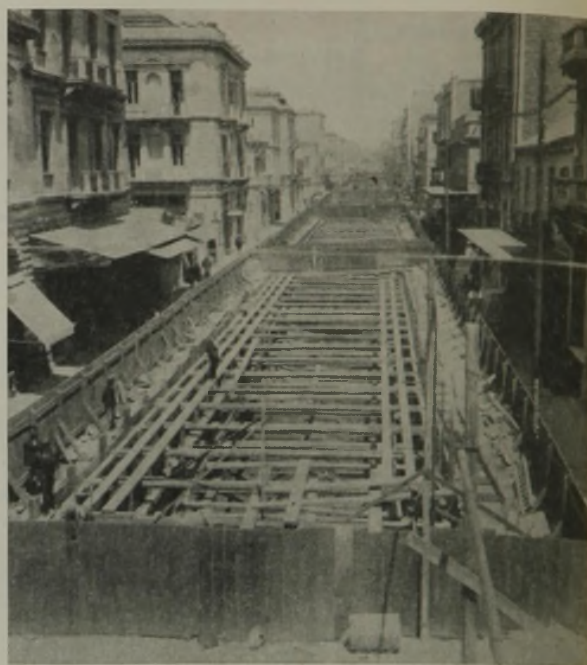


Abb. 12. Ausgesteifte Baugrube in der 3.-September-Straße.

Baugrube des Unterwerkes. In Abb. 12 ist die 3.-September-Straße vom Laurionplatz nach Norden gesehen mit der offenen Baugrube dargestellt.

Die Gesamtausführung des Rohbaues wurde von der Griechischen

Elektrischen Eisenbahngesellschaft einer Arbeitsgemeinschaft übertragen, der die beiden deutschen Firmen Siemens-Bauunion, Berlin, und Grün & Bilfinger, Mannheim, und die griechischen Firmen Tekton und Ergoliptiki, Athen, angehören.

Alle Rechte vorbehalten.

### Die Brücke über den Kleinen Belt.

Von Schaper.

(Fortsetzung aus Heft 9.)

Die Überbrückung des Kleinen Belt bietet wegen der großen Wassertiefen, die in der Mitte des Meeresarmes 39,5 m erreichen, wegen der starken Strömungen, die in beiden Richtungen des Meeresarmes auftreten, wegen der hohen Lage der Stromüberbauten über dem Wasserspiegel und wegen der Unmöglichkeit der Verwendung fester gerammter Gerüste für die Aufstellung der eisernen Überbauten große Schwierigkeiten. Die Gründung der Strompfeiler stellt die Brückenbauwissenschaft sogar vor ungelöste Probleme. Die anbietenden Firmen übernahmen daher mit ihren Vorschlägen für die Gründung der Strompfeiler und für die Aufstellung der Stromüberbauten für ihre eigenen Unternehmungen und vor dem Forum der Ingenieurwissenschaft der ganzen Welt eine große Verantwortung. Diese Verantwortung teilt auch der internationale Beurteilungsausschuß, der sich bei seinen Arbeiten und seinem Urteil dessen wohl bewußt war. Im folgenden sollen der zur Ausführung bestimmte Entwurf

in seinen Einzelheiten und einzelne der anderen Entwürfe — soweit möglich — in großen Zügen beschrieben werden.

Nachdem der internationale Beurteilungsausschuß dem dänischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten eine eingehende Beurteilung der eingegangenen Angebote eingereicht hatte, übertrug dieses die Arbeiten für die gesamte Brücke, also für alle drei Abschnitte A, B und C der Firma Monberg & Thorsen in Kopenhagen, der Firma Grün & Bilfinger in Mannheim, der Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen, und der Brückenbauanstalt Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen. Dieses Firmenkonsortium hatte für alle drei Abschnitte Angebote eingereicht. Die Firmen Monberg & Thorsen und Grün & Bilfinger übernehmen die Arbeiten für die Vorlandbrücken und für die Gründung der Strompfeiler, die Fried. Krupp A.-G. und die Firma Louis Eilers die Arbeit für die Stromüberbauten.

Für die Gestaltung der eisernen Überbauten wählten die Anbieter die von den dänischen Staatsbahnen vorgeschlagenen Formen (Abb. 7 u. 8). Auch machten sie sich die von den dänischen Staatsbahnen angeregte Art der Aufstellung der eisernen Überbauten im freien Vorbau von den einzelnen Strompfeilern aus (Abb. 12) zu eigen<sup>2)</sup>. Als Baustoff für die eisernen Überbauten wurde St 48 und St Si nach den Bedingungen der Deutschen Reichsbahn, Silicon Steel nach den amerikanischen Normalbedingungen und ein Kupfer-Mangan-Siliziumstahl der Fried. Krupp A.-G., der in seinen Festigkeitseigenschaften ungefähr dem St Si entspricht, angeboten. Der Einheitspreis des Angebots auf Lieferung, Aufstellung und Reinigung einer Tonne der Überbauten beträgt 668 Kr. für St Si, 638 Kr. für St 48, 650 Kr. für Silicon Steel und 657 Kr. für Kruppstahl. Die Gesamtforderung für die Überbauten in St Si beläuft sich auf 10 927 600 Kr. und in St 48 auf 10 477 600 Kr.

Die Vorlandbrücken, die keine besonderen Schwierigkeiten bieten, sollen nach dem Vorschlage der dänischen Staatsbahnen ausgeführt werden.

Die zur Ausführung bestimmte Art der Gründung der Strompfeiler ist ganz neu. Sie vermeidet die Anwendung von Druckluft und baut sich auf der Voraussetzung auf, daß der aus feinem Ton bestehende Baugrund vollständig

<sup>2)</sup> Von dem dänischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten wurde nach dem Vorschlage des Beurteilungsausschusses die Überbauform mit durchlaufendem Untergurt und mit hohen Pfeilern gewählt. Sie bietet ästhetische Vorzüge vor der anderen Form mit niedrigen Pfeilern, ohne unwirtschaftlicher zu sein. Im folgenden ist nur noch von der ersten Überbauform die Rede.

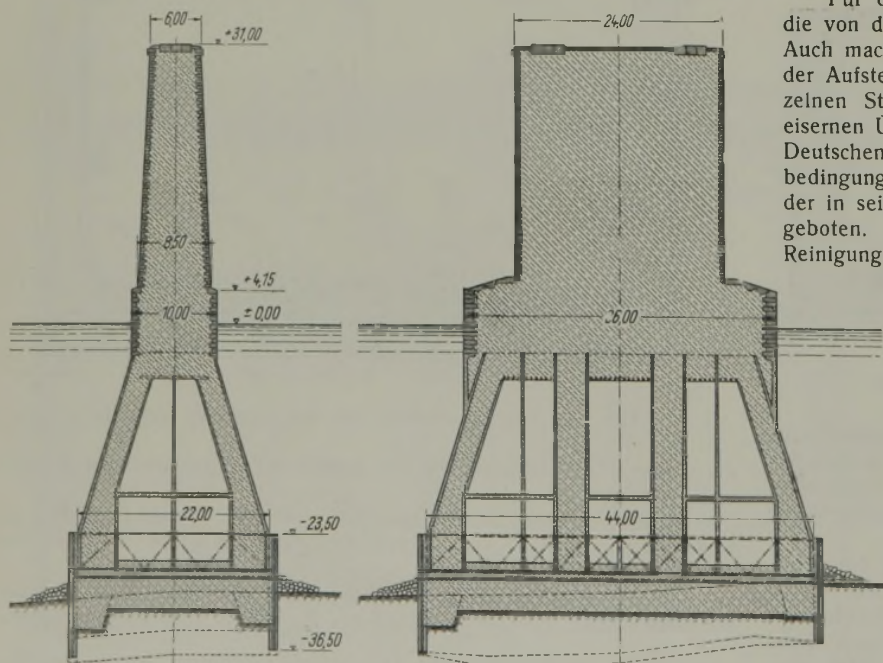


Abb. 14. Strompfeiler.

wasserundurchlässig ist und daß sich in dem Ton keine Hindernisse wie große Steine oder Baumstämme finden. Der durch Eisenbetonwände in einzelne Zellen geteilte untere Pfeilerteil (Abb. 14) soll auf einem eisernen Senkkasten aufgebaut werden, der sich aber wesentlich von den gebräuchlichen Senkkasten unterscheidet. Er besteht aus einem Kranz von senkrechten Rohren, die einen Durchmesser von 1 m haben (Abb. 15 u. 16) und untereinander durch Vermittlung von I- u. C-Eisen wasserdicht vernietet sind (Abb. 16). Die Rohre sind im oberen Teile durch fachwerkartige Quer- und Längsträger (Abb. 15) miteinander ver-

bunden. In den Ebenen der Ober- und Untergurte dieser Träger sind die Rohre durch zwei aus C-Eisen gebildete Rahmen miteinander verbunden. In der Ebene der Untergurte der Träger ist eine eiserne, wasserdichte Decke über dem Arbeitsraum angeordnet. Auf die Rohre des Senkkastens werden Hilfsrohre aufgesetzt, die durch C-Eisen, Holzfutter und Kalfaterwerk wasserdicht untereinander verbunden werden (Abb. 17) und in deren Schutz die Pfeiler bis zur Oberfläche des Wassers hergestellt werden. Der Bau vollzieht sich folgendermaßen: In der Nähe des Ufers wird der Senkkasten auf einer an Schraubenspindeln hängenden eisernen Bühne zusammengebaut (Abb. 18a). Dabei wird durch geeignete Wahl der Länge der Rohre die Unterkante des Senkkastens der abgepeilten Sohle des Meeresarmes an der Verwendungsstelle des Senkkastens angepaßt. Die Bühne wird dann abgelassen und der Senkkasten dadurch zum Schwimmen gebracht (Abb. 18 b bis d). Darauf wird mit der Herstellung der Zellenwände des unteren Pfeilerteiles begonnen (Abb. 18 e). Der Senkkasten wird dann an die Stelle seiner Verwendung geschleppt und durch Höherführung der Zellenwände und durch Ausfüllung der äußeren Zellen mit Beton auf die Sohle abgesenkt, wobei schon die Hilfsrohre auf die eigentlichen Senkkastenrohre aufgesetzt werden (Abb. 18 f). Darauf wird der Boden aus dem Inneren der Senkkastenrohre durch Greifer oder Luftstrahlpumpen entfernt (Abb. 18 g), wodurch die Rohre — wenn nicht schon ohne diese Maßnahme durch die Schwere des Pfeilers allein — genügend tief in den Baugrund einsinken. Dadurch, daß der Boden gleichzeitig an mehreren Stellen aus den Rohren ausgehoben wird, soll dafür gesorgt werden, daß der Senkkasten ohne Schiefstellung absinkt. Haben die Schneiden der Rohre ungefähr die Tiefe von 6,5 m unter der Sohle erreicht, so werden sie bis zur Höhe der Oberkante des Senkkastens ausbetoniert. Nach dem Erhärten des Betons in den Rohren kann der Boden unter der Decke des Senkkastens im Schutze des von den betongefüllten Rohren gebildeten Mantels im Trockenen und unter gewöhnlichem Luftdruck ausgehoben werden. Dabei wird — wie schon erwähnt — damit gerechnet, daß der Baugrund vollständig wasserdicht ist. An den Rändern soll der Boden 3,5 m tief unter der Sohle, in der Mitte weniger tief ausgehoben werden (Abb. 18 h). Der Hohlraum wird alsdann mit Beton ausgefüllt (Abb. 18 i). Die Hilfsrohre werden nach der Fertigstellung des Pfeilers wieder entfernt. Die Umschließung der Grundmauer des Pfeilers mit einem Mantel von betongefüllten Rohren (Abb. 18 k) ist eine sehr gute Sicherung des Pfeilers gegen Unterspülung durch die Strömung.

Der Beurteilungsausschuß erkannte sofort die großen Vorzüge der vorgeschlagenen Gründungsart, er befand sich aber zunächst dem Vorschlage gegenüber insofern in einer schwierigen Lage, als die vollständige Wasserdichtigkeit des Baugrundes praktisch nicht erwiesen war und auch nicht zweifelsfrei feststand, ob das Vorkommen von großen Steinen oder Baumstämmen im Baugrund ausgeschlossen ist. Eingehende Besprechungen mit ortskundigen Geologen gaben aber dem Beurteilungsausschuß die Gewißheit, daß mit solchen Hindernissen nicht zu rechnen ist

Abb. 15b. Querschnitt.

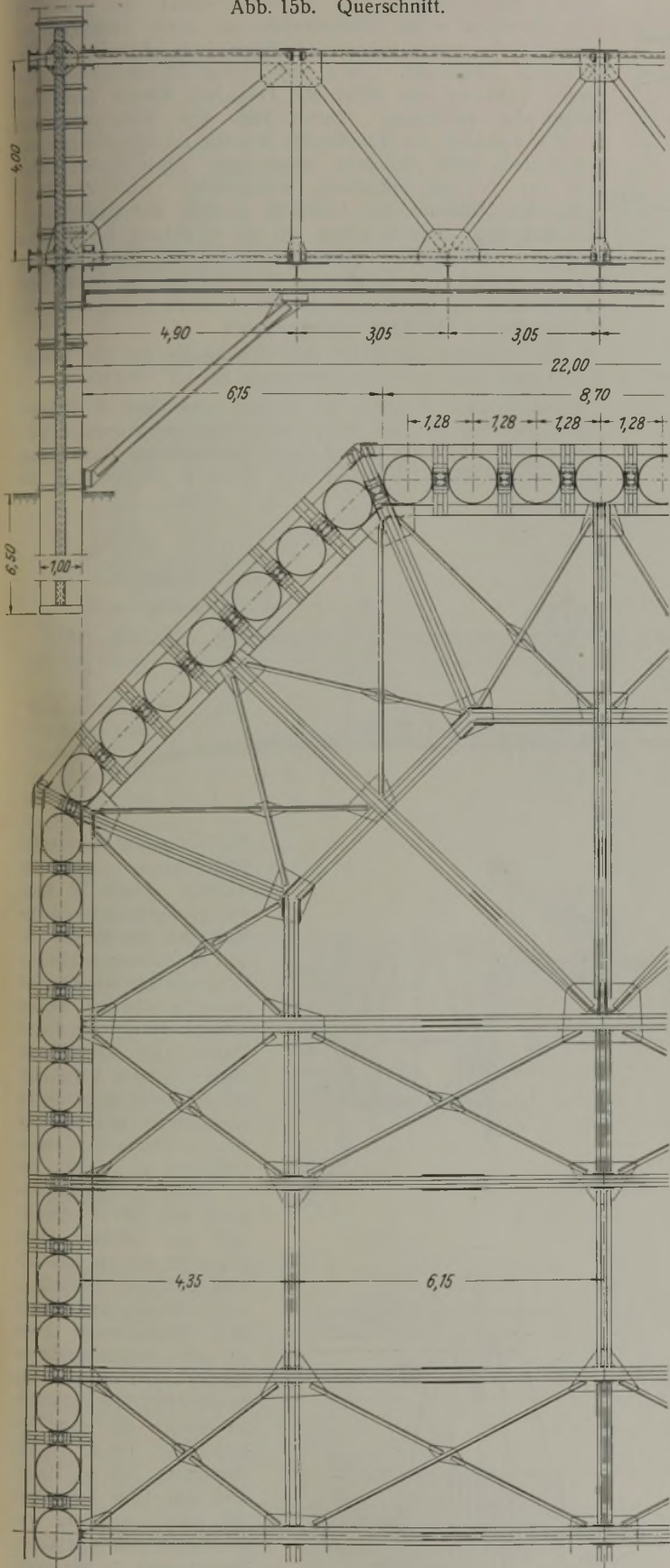


Abb. 15a. Grundriß.

Abb. 15a bis c. Eiserner Senkkasten.

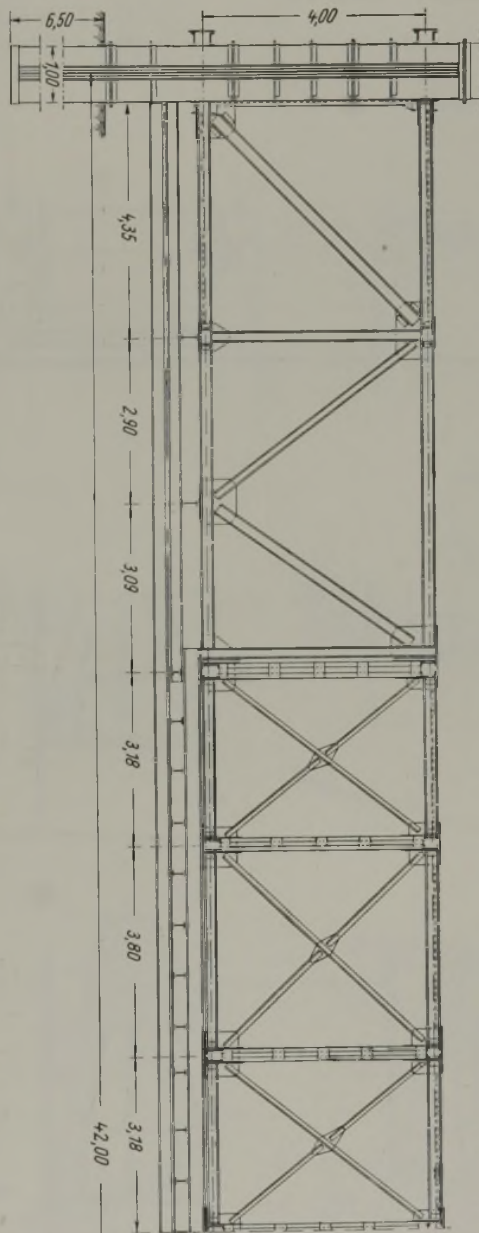


Abb. 15c. Längsschnitt.

Abb. 16b. Schnitt a-a.

Abb. 16c. Schnitt b-b.

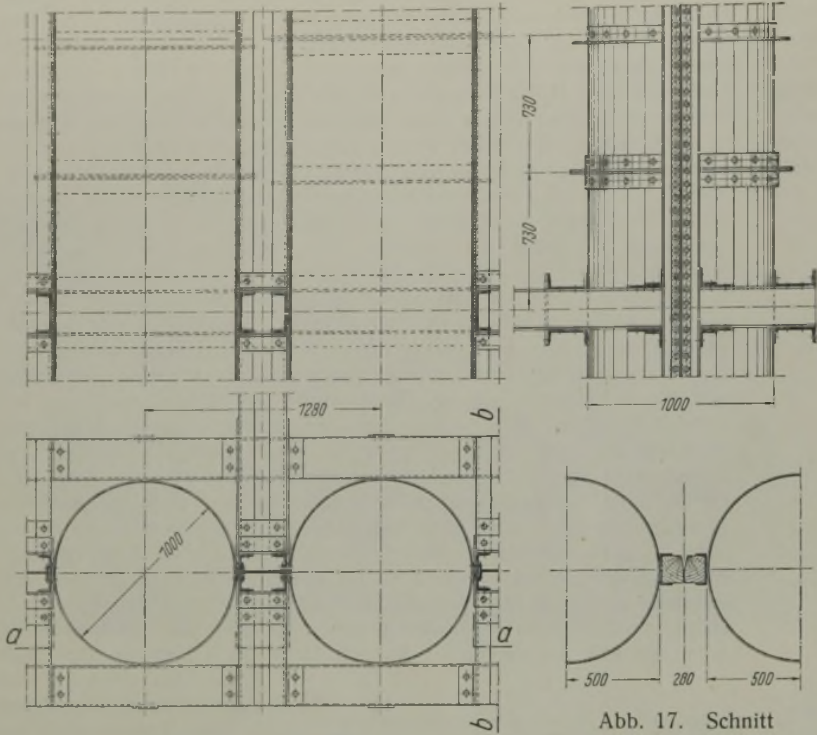


Abb. 16a. Grundriß.  
Abb. 16a bis c. Einzelheiten der Rohre des Senkkastens.

Abb. 17. Schnitt durch die Hilfsrohre.

Weiter erwiesene Versuche, die der Beurteilungsausschuß anregte und im physikalischen Laboratorium der Technischen Hochschule in Kopenhagen vorgenommen wurden, die Wasserundurchlässigkeit des Tones im Baugrunde. Die Versuchsanordnung war folgende: In ein flaches mit Wasser gefülltes Becken wurde ein Glaszylinder gestellt, der unten mit einem aus dem Baugrunde stammenden Tonpfropfen geschlossen und oben offen war. In diesem Zylinder wurde ein unten offener, engerer Glaszylinder 7 mm in den Tonpfropfen eingedrückt. Dann wurde der Hohlraum zwischen beiden Zylindern mit Wasser gefüllt und in dem inneren Zylinder, der sich oben zum Anschluß eines Gummischlauches stark verjüngte, ein Vakuum, das einem äußeren Überdruck von 9,0 m Wasserhöhe entsprach, hergestellt. Auch nach einem 24 stündigen Halten dieses Vakuums war nicht ein Tröpfchen Wasser durch den Tonpfropfen gedrungen. Durch Hin- und Herbewegen des inneren Zylinders im Tonpfropfen wurden Schrägstellungen des Senkkastens beim Absenken nachgeahmt. Auch hierbei erwies sich der Ton als vollständig wasserdicht. Trotz des überzeugenden Ausfalles der Versuche glaubte der Beurteilungsausschuß doch raten zu sollen, an die Vergebung der Arbeiten nach dem neuartigen Vorschlage die Bedingung zu knüpfen, am Senkkasten von vornherein Vorkehrungen zu treffen, die es ermöglichen, im Bedarfsfalle die Arbeiten sofort unter Zuhilfenahme von Druckluft weiterzuführen.

Die Angebotssumme für die Herstellung der vier Strompfeiler nach dem erörterten Vorschlage beträgt 7 617 000 Kr.

Die Firmen Monberg & Thorsen und Grün & Bilfinger haben für den Bau der Strompfeiler noch einen anderen Vorschlag gemacht. Nach dem Entwurf der dänischen Staatsbahnen sollen der Pfeiler IV 26 m, der Pfeiler II 33,5 m und die

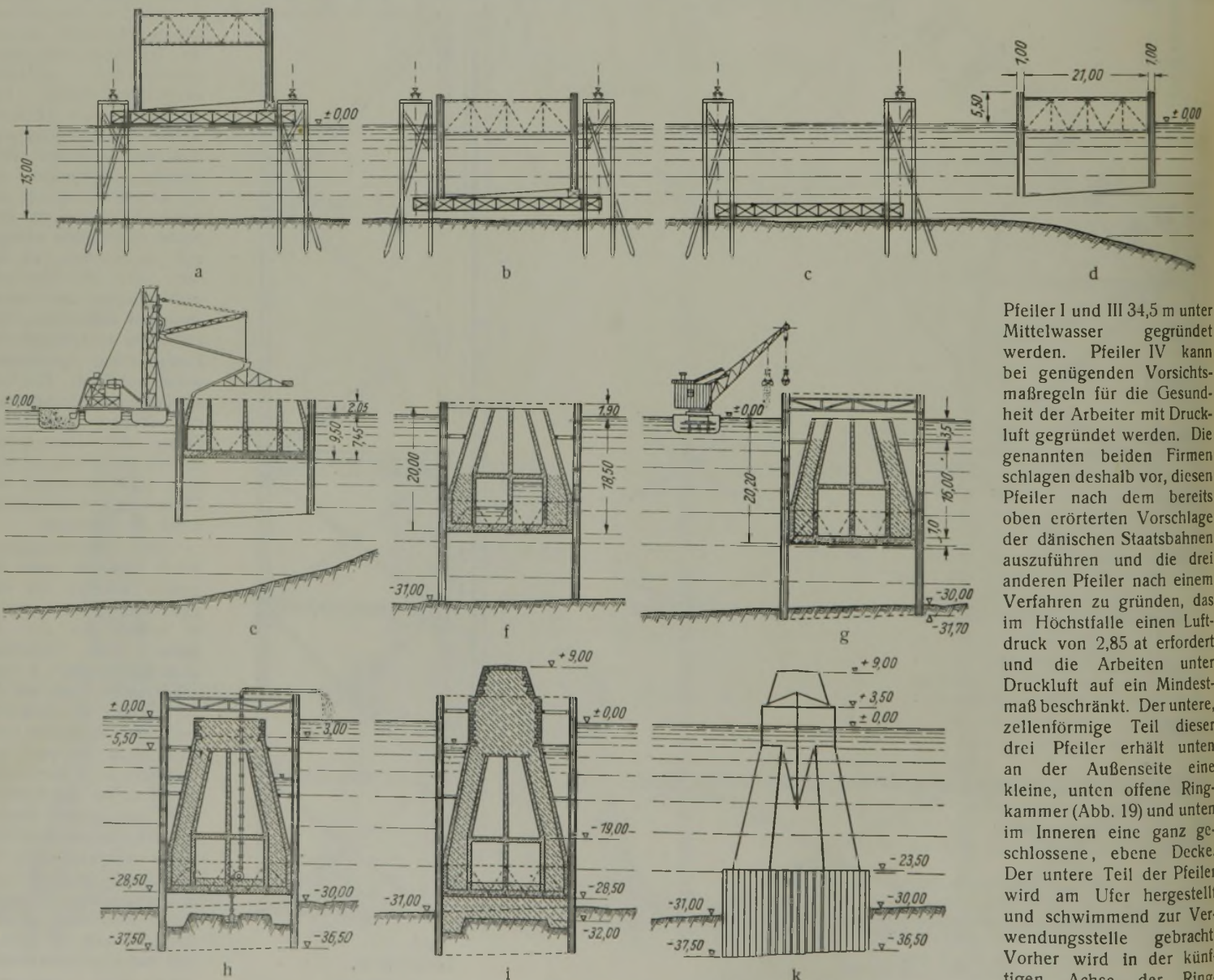


Abb. 18a bis k. Bau der Strompfeiler.

Pfeiler I und III 34,5 m unter Mittelwasser gegründet werden. Pfeiler IV kann bei genügenden Vorsichtsmaßregeln für die Gesundheit der Arbeiter mit Druckluft gegründet werden. Die genannten beiden Firmen schlagen deshalb vor, diesen Pfeiler nach dem bereits oben erörterten Vorschlage der dänischen Staatsbahnen auszuführen und die drei anderen Pfeiler nach einem Verfahren zu gründen, das im Höchstfalle einen Luftdruck von 2,85 at erfordert und die Arbeiten unter Druckluft auf ein Mindestmaß beschränkt. Der untere, zellenförmige Teil dieser drei Pfeiler erhält unten an der Außenseite eine kleine, unten offene Ringkammer (Abb. 19) und unten im Inneren eine ganz geschlossene, ebene Decke. Der untere Teil der Pfeiler wird am Ufer hergestellt und schwimmend zur Verwendungsstelle gebracht. Vorher wird in der künftigen Achse der Ringkammer eine eiserne Spund-

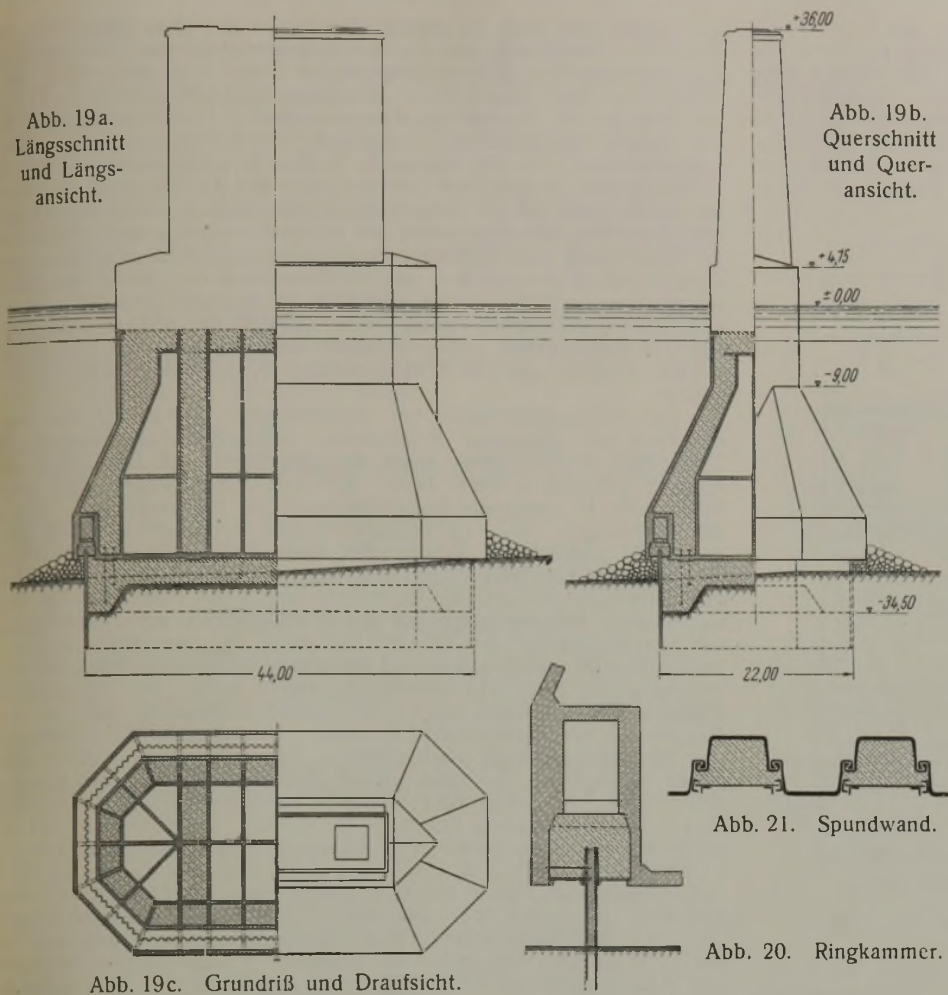


Abb. 19a. Längsschnitt und Längsansicht.

Abb. 19b. Querschnitt und Queransicht.

Abb. 19c. Grundriß und Draufsicht.  
Abb. 19a bis c. Pfeiler mit Ringkammer und Spundwand.

wand gerammt, die einige Meter über die Sohle hervorsteht und deren Oberkante wagerecht ist. Innerhalb der Spundwand sind schon vorher durch Taucher einzelne Betonblöcke so auf den eingeebneten Baugrund gesetzt, daß ihre Oberflächen genau in einer wagerechten, etwas unter der Oberkante der Spundwand befindlichen Ebene liegen. Der untere Pfeilerteil wird dann durch Einnahme von Ballast auf die Betonblöcke so abgesetzt, daß die Spundwand in die Ringkammer eingreift (Abb. 19 u. 20). Nun wird in die Ringkammer Druckluft eingebracht. Von der Ringkammer aus werden dann die von den Spundbohlen gebildeten einzelnen Innenräume (Abb. 21) durch Blechtafeln abgeschlossen. Diese werden zwischen C-Eisen, die mit den Spundbohlen vernietet sind, so tief eingerammt, daß sie 1 m in den Baugrund reichen. Die so gebildeten Räume werden von der Ringkammer aus mit Beton gefüllt, um die Schlösser der einzelnen Spundbohlen wasserdicht abzuschließen. Der untere Teil der Ringkammer wird dann mit einem Betonpfropfen geschlossen, der den oberen Teil der Spundwände umschließt (Abb. 20). Nach dem Erhärten des Betons wird die untere Decke des Pfeilers durchbrochen und der Boden unter der Decke unter gewöhnlichem Luftdruck und im Trockenem ausgeschachtet, wobei die Spundwände gegen den äußeren Wasserdruck kräftig nach

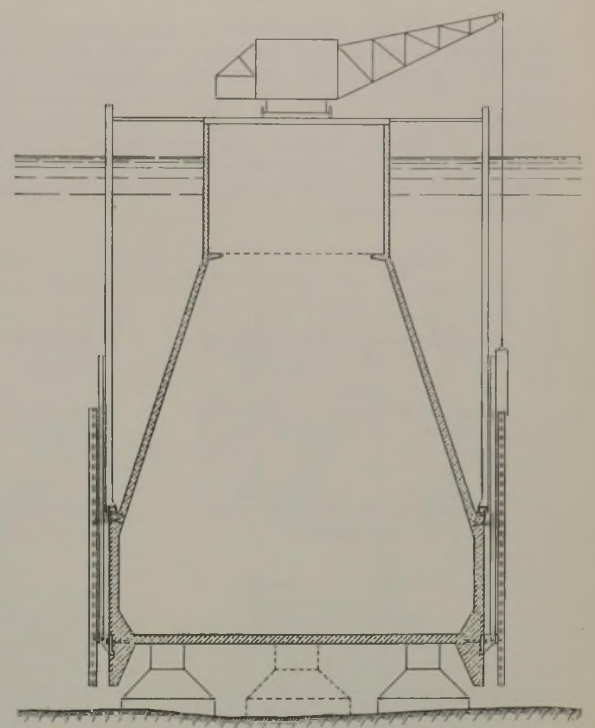


Abb. 22. Rammvorrichtung.

innen abgestützt werden. Schließlich wird der freigelegte Raum unter dem Pfeiler mit Beton gefüllt (Abb. 19). Auch diese Art der Gründung erfordert vollständige Wasserundurchlässigkeit des Baugrundes.

Die große Schwierigkeit, die eisernen Spundwände in großer Tiefe im strömenden Wasser zu rammen, soll dadurch überwunden werden, daß der Senkkasten des Pfeilers IV als Ramschiff benutzt wird (Abb. 22). Die Gründungsarbeiten beginnen also mit der Herstellung des Senkkastens für Pfeiler IV, der bis ungefähr 30 m Höhe hochgeführt werden muß, damit er bei seiner Verwendung als Ramschiff genügend Freibord hat. An diesem Senkkasten wird die Rammeinrichtung montiert. An den Außenseiten werden die eisernen Spundwände mit geeigneten Führungen aufgehängt. Der so als Ramschiff ausgerüstete Senkkasten des Pfeilers wird alsdann nacheinander an die Stellen der Pfeiler I bis III geschleppt und hier durch Einnahme von Ballast auf die vorher erwähnten Betonklötze abgesetzt. Alsdann wird die Spundwand gerammt. Für das Rammen unter Wasser sollen Mac-Kiernau-Therry-Hämmer, die mit Druckluft betrieben werden, verwendet werden. Nachdem die Spundwände für die Pfeiler I bis III gerammt sind, wird die Rammeinrichtung abmontiert, der Senkkasten an die Stelle des Pfeilers IV geschleppt und dort nach dem Vorschlage der dänischen Staatsbahnen mit Druckluft versenkt.

Die Kosten für die Herstellung der vier Strompfeiler unter Anwendung des oben beschriebenen Gründungsverfahrens betragen 7836000 Kr., während für die Herstellung der vier Strompfeiler nach der von den dänischen Staatsbahnen vorgeschlagenen Gründungsart 9 331 009 Kr. gefordert werden.

Für den Bau der Vorlandüberbauten fordern die Firmen 1 730 00 Kr. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Normen für Straßenbrücken.

Von Reg.-Baumeister Wedler, Berlin.

Nachdem bereits im April 1923 das Normblatt DIN 1071 — Abmessungen der Straßenbrücken — und im Juli 1925 das Normblatt DIN 1072<sup>1)</sup> — Belastungsannahmen — nebst Beiblättern erschienen sind, liegt seit April v. Js. auch das Normblatt DIN 1073 — Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken — fertig vor. Die drei Normblätter sind bei den zuständigen Behörden des Reichs und Preußens sowie bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft amtlich eingeführt worden. Die übrigen Länder haben mit Ausnahme von Württemberg und Hamburg das Normblatt 1071 ebenfalls übernommen. Die amtliche Einführung der Blätter 1072 und 1073 steht auch in den außerpreußischen Ländern zu erwarten, soweit sie nicht bereits geschehen ist. Mit dem Inhalte der Blätter haben sich die Länder im wesentlichen einverstanden erklärt.

Drei weitere Normblätter liegen zurzeit dem Arbeitsausschuß für Straßenbrücken bzw. seinen Sonderausschüssen zur Beratung vor, und zwar: Berechnungsgrundlagen für massive und hölzerne Brücken und

Bestimmungen für die Überwachung und Prüfung eiserner Straßenbrücken. Voraussichtlich kann hiervon zuerst der Entwurf der Berechnungsgrundlagen für massive Brücken veröffentlicht werden.

In den Normblättern 1071 und 1072 sind einige Änderungen erforderlich geworden, die durch neue Ausgaben der Blätter berücksichtigt wurden. Schon bald nach dem Abschluß des Normblatts DIN 1071, Abmessungen der Straßenbrücken, stellte sich das Bedürfnis heraus, bei zweispurigen Brücken für Land- und Stadtstraßen mit erheblichem Kraftwagen-, insbesondere Lastkraftwagenverkehr die Breite der Fahrbahn über das Maß von 5,2 m hinaus zu vergrößern, da mit Rücksicht auf die Fahrgeschwindigkeit der Kraftwagen größere Abstände der sich auf solchen Straßen häufig begegnenden Fahrzeuge nötig sind. Der Gedanke, die erforderliche größere Breite auf Kosten der Schrammborde und Fußwege zu gewinnen, wurde abgelehnt. Auch schien es unwirtschaftlich, die Fahrbahnbreite aller zweispurigen Brücken zu vergrößern. In einer neuen Ausgabe des Normblattes vom Januar 1927 wurden daher für zweispurige Brücken im Zuge von Land- und Stadtstraßen mit erheblichem Kraftwagen-,

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 32, S. 313.

insbesondere Lastkraftwagenverkehr zwei neue Normen mit 6,0 m Fahrbahnbreite eingefügt, und zwar Norm Va mit zwei innerhalb und Norm Via mit zwei außerhalb der Hauptträger liegenden, je 1,5 m breiten Fußwegen. Diese Regelung fand auch die Zustimmung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Eine ähnliche Regelung bei den Normen III und IV zu treffen, erschien nicht angebracht, da Straßen mit lebhaftem Kraftwagenverkehr regelmäßig auch Fußgängerverkehr aufweisen, den man nicht auf die von den Kraftwagen stark in Anspruch genommene Fahrbahn verweisen kann.

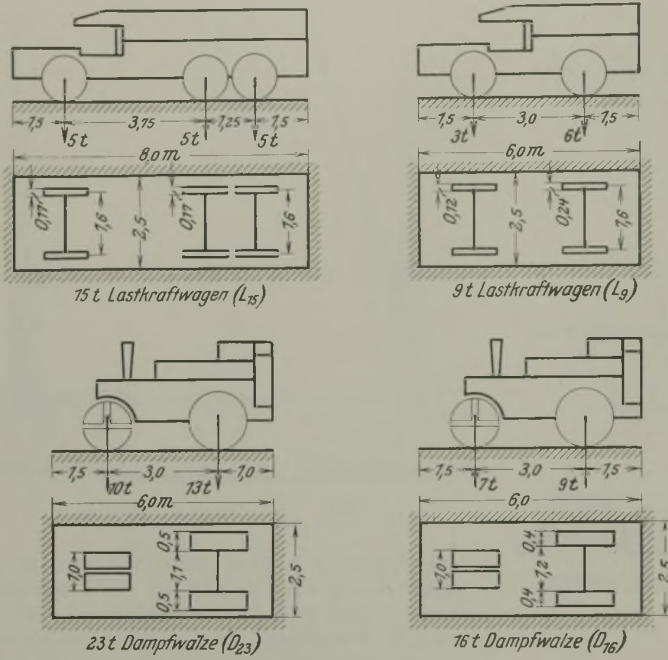


Abb. 1. Verkehrslasten (Fahrzeuge).

In der im Oktober 1927 herausgegebenen 2. Ausgabe des Normblatts DIN 1072, Belastungsannahmen, wurde die in der ersten Ausgabe bei 50 und 100 m Spannweite sprunghaft abnehmende Belastung mit Menschengedrange durch eine zwischen den Spannweiten  $l = 25$  und  $125$  m unter jeweiliger Aufrundung auf volle  $10 \text{ kg/m}^2$  allmählich abnehmende Belastung ersetzt. Ferner wurde noch eingeschaltet, daß Belastung durch Kleinbahnen unberücksichtigt geblieben ist. Einige weitere Ergänzungen dieses Normblattes werden vielleicht nach Abschluß der zurzeit in Vorbereitung befindlichen Berechnungsgrundlagen für massive und hölzerne Brücken notwendig werden.

Kurze Zeit nach der ersten Herausgabe des Normblatts 1072 sind durch die Verordnung des Reichsverkehrsministers über die Änderung der Regelung des Kraftfahrzeugverkehrs vom 5. 12. 1925 RGBl. Teil I S. 435 — s. auch 1928 S. 91 — dreiaxige Lastkraftwagen von 15 t Gesamtgewicht zum Verkehr zugelassen worden. Die Belastung jeder der drei Achsen darf höchstens 5 t betragen. Für die Räder ist Luftbereifung vorgeschrieben. Da der schwerste in den Belastungsannahmen für die Brückenklasse I vorgesehene Lastkraftwagen nur 9 t wiegt, war zu prüfen, ob mit Rücksicht auf die unbeschränkte Zulassung der 15-t-Lastkraftwagen eine Erhöhung der Regellasten der Klasse I notwendig sei. Mit den in der Verordnung des Reichsverkehrsministers zugelassenen größten Achsdrücken von je 5 t und den vom Reichsverband der Automobilindustrie angegebenen ungünstigsten Achsständen würden sich etwa die in Abb. 1 dargestellte Regellast L15 mit  $20 \text{ m}^2$  Grundfläche und eine Ersatzlast von  $0,75 \text{ t/m}^2$  ergeben. Zum Vergleich sind in Abb. 1 der 9-t-Lastkraftwagen, die 23-t- und die 16-t-Dampfwalze (Klasse II) nach DIN 1072 dargestellt.

Der 15-t-Lastkraftwagen hat nachstehenden Einfluß auf die Beanspruchung der einzelnen Brückenteile. Die Zwischenquerträger und Längsträger aller Brücken, sowie die Querträger und Hauptträger einspuriger Brücken werden durch den 15-t-Lastkraftwagen nicht höher beansprucht als durch die 23-t-Dampfwalze der Brückenklasse I. Die in den Querträgern einer zweispurigen Brücke der Norm VIa (DIN 1071) und einer dreispurigen Brücke der Norm VIII infolge der Verkehrsbelastung der Fahrbahn allein (nicht auch der Schrammborde) auftretenden Größtmomente sind in den Abb. 2 und 3 für Feldweiten bis 10 m aufgetragen. Berücksichtigt sind je vier Belastungen, und zwar Belastung mit den Regellasten der Klasse I, Belastung mit zwei bzw. drei 15-t-Lastkraftwagen nebeneinander und Menschengedrange nach Brückenklasse I, Belastung mit einer 23-t-Dampfwalze, einem bzw. zwei 15-t-Lastkraftwagen und Menschengedrange, sowie außerdem Belastung mit einer 16-t-Dampfwalze der Brückenklasse II, einem bzw. zwei 15-t-Lastkraftwagen und Menschengedrange nach Klasse I. Die Fahrzeuge sind in allen Fällen symmetrisch zur Brückenachse aufgestellt worden. Die Unstetigkeit der Kurven der größten Momente ist durch die für die einzelnen Feldweiten verschiedene ungünstigste Stellung der Fahrzeuge und die wechselnde Zahl der belastenden Achsen bedingt. Die berücksichtigten Laststellungen sind in Abb. 1 und 2 skizziert. Aus den Kurven der Abb. 2 und 3 ergibt sich, daß in den Querträgern zwei- und dreispuriger Brücken nur beim Zusammentreffen von einem bzw. zwei 15-t-Lastkraftwagen mit einer 23-t-Dampfwalze größere Beanspruchungen entstehen als bei Belastung mit den Regellasten der Klasse I. Für die üblichen Feldweiten von 4 bis 8 m beträgt die Vergrößerung der Momente 4 bis 9%, für die Feldweiten unter 4 m ist sie beim zweispurigen Querträger teilweise erheblich größer und erreicht bei 3 m Feldweite den Quotienten von rd. 20% (Abb. 5). Bei Belastung mit zwei bzw. drei 15-t-Lastkraftwagen oder mit einer 16-t-Dampfwalze und einem bzw. zwei 15-t-Lastkraftwagen sind die Momente erheblich kleiner als bei Belastung mit den Regellasten der Klasse I.

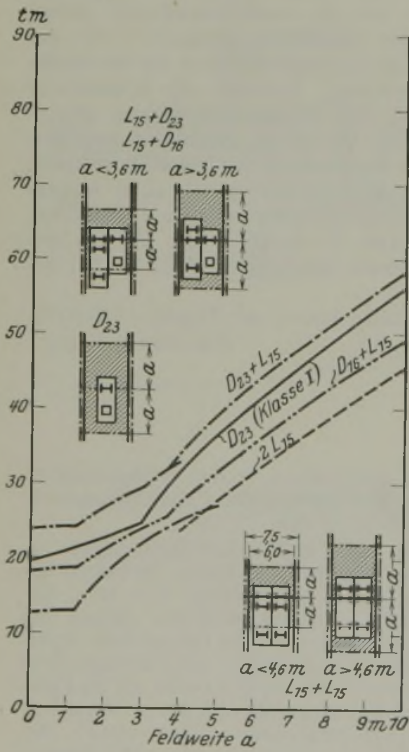


Abb. 2.

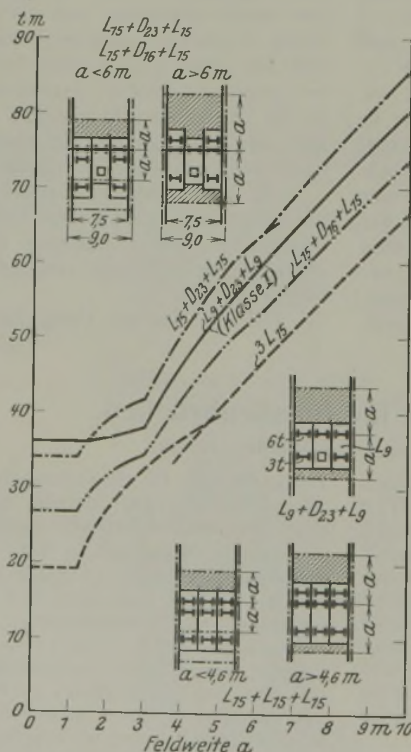


Abb. 3.

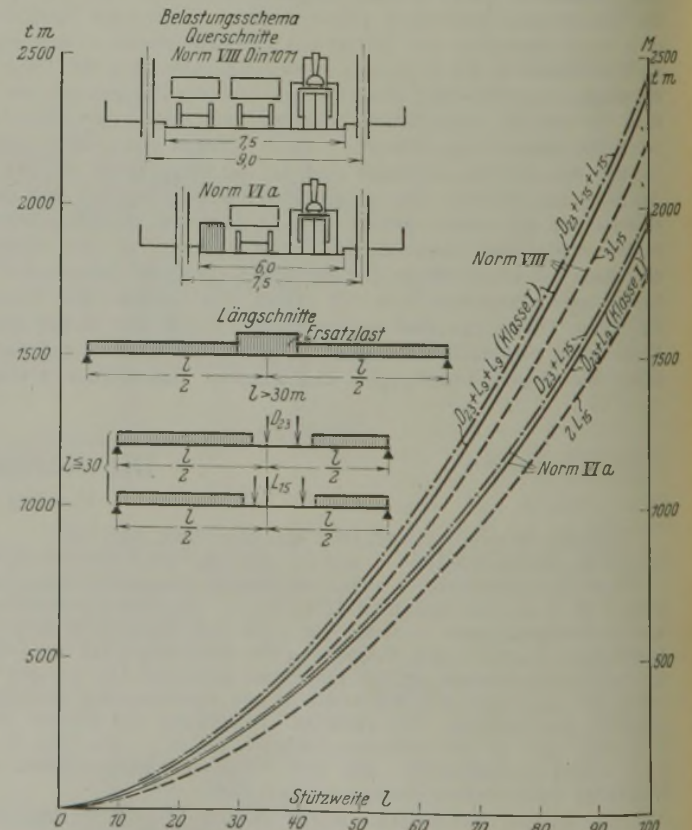


Abb. 4. Größtmomente in der Mitte des meistbelasteten Hauptträgers einer zweispurigen Brücke Norm VIa und einer dreispurigen Brücke Norm VIII. Verkehrslast nur auf der Fahrbahn.

Größtmomente in den Querträgern einer zweispurigen Brücke Norm VIa | einer dreispurigen Brücke Norm VIII Verkehrslast nur auf der Fahrbahn (nicht auf den Schrammborden).



In der Abb. 4 sind die Größtmomente aufgetragen, die in der Mitte des meistbelasteten Hauptträgers einer zweispurigen Brücke Norm VIa und einer dreispurigen Brücke der Norm VIII bei Spannweiten bis 100 m entstehen. Berücksichtigt ist wieder nur die Belastung auf der Fahrbahn selbst (nicht auf den Schrammborden und Gehbahnen) — und zwar Belastung mit den Regellasten der Brückenklasse I, Belastung mit einer 23-t-Dampfwalze, einem bzw. zwei 15-t-Lastkraftwagen und Menschengedränge (Klasse I), sowie Belastung mit zwei bzw. drei 15-t-Lastkraftwagen und Menschengedränge. Die Laststellungen sind in Abb. 4 dargestellt. Die Vergrößerung der Momente beim Zusammentreffen von 15-t-Lastkraftwagen mit einer 23-t-Dampfwalze beträgt bei den Hauptträgern, mit der Spannweite fallend, etwa 7 bis 2% (Abb. 5). Die Vergrößerung der gesamten Baustoffspannungen ist natürlich insbesondere bei den Hauptträgern geringer, da der Einfluß der hier nicht berücksichtigten Verkehrslast auf den Schrammborden und Fußsteigen und der — bei den Hauptträgern mittlerer und großer Spannweite erheblich überwiegende — Einfluß der ständigen Last unverändert bleiben.

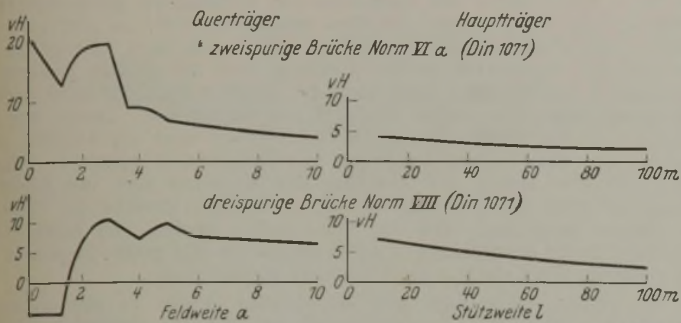


Abb. 5. Vergrößerung der Momente durch Belastung mit  $L_{15} + D_{23} + p$  gegenüber denjenigen bei Belastung mit den Regellasten der Klasse I.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß höhere Beanspruchungen als bei Belastung mit den Regellasten der Brückenklasse I nur bei Zusammentreffen von 15-t-Lastkraftwagen mit der schwersten Dampfwalze entstehen. Diese Höherbeanspruchung ist im allgemeinen nur gering mit Ausnahme der Querträger bei Feldweiten unter 4 m. Bleibt eine solche Begegnung ausgeschlossen, so können Brücken der Klasse I ohne jede Höherbeanspruchung von Brückenteilen durch 15-t-Lastkraftwagen befahren werden. Der Arbeitsausschuß für Straßenbrücken hat auf Grund dieser Überlegungen zunächst davon abgesehen, die Regellasten der Brückenklasse I zu erhöhen, zumal die 15-t-Lastkraftwagen noch selten sind und einer weiteren Erhöhung der Achslasten das Interesse des Straßenbaues entgegensteht.

Die Bearbeitung des Normblattes 1073, Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken, konnte, um die Einheitlichkeit zu wahren, im wesentlichen erst nach Abschluß des Normblattes 1072, Belastungsannahmen, und nach Erscheinen der Vorschrift für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in Angriff genommen werden. Der endgültigen Fassung liegt ein von den Herren Prof. Dr.-Ing. Kulka und Reichsbahndirektor Geheimrat Dr.-Ing. Schaper aufgestellter Entwurf zugrunde.

Noch mehr als bei den Belastungsannahmen (vergl. Erläuterungen zu DIN 1072) konnten bei den Berechnungsgrundlagen übereinstimmende Festsetzungen für eiserne Straßen- und Eisenbahnbrücken getroffen werden. In diesen Fällen stimmt im allgemeinen auch der Wortlaut des Normblattes mit dem im Jahre 1925 für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft erlassenen „Vorschriften für Eisenbauwerke“ (BE) überein, so in den Bestimmungen für die allgemeinen Bezeichnungen, den Inhalt und die Art der Berechnung und für die meisten zulässigen Beanspruchungen. Abweichender Regelung bedurften die Bestimmungen über die lastverteilende Wirkung der Fahrbahn, die Bemessung der Stoßzahl, die Berechnung der Wind- und Querverbände, die Bestimmungen über die Wechselstäbe, die zulässigen Spannungen bei Platten und Trägern der Fahrbahntafel aus Eisenbeton und die zulässige Durchbiegung. Die Aufnahme von ins einzelne gehenden Vorschriften über die Form der Berechnung, von Beispielen, Gebrauchsformeln und Hilfstafeln, wie sie in den Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für den inneren Dienstbetrieb enthalten sind, kam für das vorliegende Normblatt nicht in Frage.

Mit Rücksicht darauf, daß die Vorschriften für Eisenbauwerke bis zum Erscheinen des Normblattes DIN 1073 vielfach auch der Berechnung eiserner Straßenbrücken zugrunde gelegt worden sind, soll im nachstehenden auch auf die wesentlichen Unterschiede zwischen den BE und DIN 1073 hingewiesen werden.

Die Annahme einer lastverteilenden Wirkung der Fahrbahn ist auf die Berechnung der Fahrbahn selbst, der Zwischenquerträger und Längsträger beschränkt. Für die Bemessung der Querträger ist die Annahme einer Verteilung der unmitttelbar über dem Querträger stehenden Einzelasten auf eine größere Fläche von nur untergeordnetem Einfluß und daher unberücksichtigt geblieben. Besteht die Fahrbahntafel aus einer Eisenbetonplatte, so ist die bei der Aufnahme von Raddrücken mitwirkende Pattenbreite nach den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (DIN 1045) zu ermitteln. Nach Teil A § 17,4 der zurzeit gültigen Fassung dieser Bestimmungen (von 1925) ist allgemein eine Verteilung der Last von der Aufstandfläche unter  $45^\circ$  bis zur Ober-

kante der Fahrbahnplatte zugelassen. Bei eisernen Straßenbrücken ist aber in der Regel die Stärke der verteilenden Deckschicht gering. In diesem Falle kann vielfach mit Vorteil von der Bestimmung des gleichen Paragraphen Gebrauch gemacht werden, nach der die Breite des mitwirkenden Plattenteiles bei der Stellung der Einzellast in der Feldmitte, die für die Bemessung in erster Linie in Betracht kommt, zu  $\frac{2}{3}$  der Spannweite angenommen werden darf. Ist jedoch bei Vorhandensein mehrerer Lasten die ungünstigste Stellung der maßgebenden Last außerhalb der Mitte, so soll nach den Eisenbetonbestimmungen die rechnermäßige Breite bis auf  $\frac{1}{3}$  abgemindert werden. Diese Bestimmung führt zu Schwierigkeiten bei der Berechnung und läßt sich wegen gewisser Widersprüche wohl kaum aufrechterhalten. Meines Wissens ist ihre Abänderung bereits in die Wege geleitet. Es empfiehlt sich nicht, die Breite  $b$  größer als 2,0 m anzunehmen, da die Annahme größerer Breiten nicht durch Versuche gedeckt ist. Vorbedingung für die Mitwirkung eines breiten Plattenstreifens ist jedoch besonders in der Nähe der Auflager durchlaufender Platten eine ausreichende Querbewehrung.

Eine Bestimmung über die Breite, auf die bei Walz- und Blechträgern im Beton die Belastung von Fahrzeugen verteilt werden darf, enthält das Normblatt 1073 nicht. Nach den BE der Reichsbahn kann bei dieser Brückenart die Belastung eines Gleises auf eine Breite von 3,5 m gleichmäßig verteilt werden. Entsprechend der geringeren Stärke der Verteilungsschicht käme bei Straßenbrücken mit Spannweiten von 5 m an aufwärts vielleicht die Verteilung auf eine Spurbreite (2,5 oder 3 m) in Frage. Bei Spannweiten unter 5 m wäre die Verteilungsbreite geringer, etwa zu  $\frac{1}{2} l$ , anzunehmen.

Für Holzbeläge konnte keine einfache Bestimmung über die Lastverteilung getroffen werden, da die konstruktive Anordnung hier sehr verschieden sein kann. Es steht aber zu erwarten, daß das in Vorbereitung befindliche Normblatt „Berechnungsgrundlagen für hölzerne Straßenbrücken“ eingehendere Bestimmungen hierzu enthalten wird.

Die bereits in Abschnitt I B 3 des Normblattes 1072 enthaltene Bestimmung, daß günstig wirkende Verkehrslasten (Achslasten) wegzulassen und die Trennung der Lasten zu berücksichtigen sind, und zwar abweichend von den BE ohne Rücksicht auf die Größe der Spannweite, wird in dem Abschnitt des Normblattes 1073 über die ungünstige Laststellung nochmals wiederholt. Diese Bestimmung hat ihren Grund auch darin, daß die Regellasten alle wirklich auftretenden Lasten vertreten, z. B. auch einachsige Walzen. Die Berücksichtigung des Einflusses der Brems- und Fliehkräfte konnte bei Straßenbrücken im allgemeinen auf die Berechnung hoher Pfeiler beschränkt werden, weil die Zahl der gleichzeitig bremsenden Fahrzeuge und die Geschwindigkeit der Straßenbahnen, die für die Erzeugung von Fliehkräften im allgemeinen nur in Frage kommen, in Kurven in der Regel gering ist.

Um Verwechslungen zu vermeiden, ist gewöhnlicher und hochwertiger Baustahl bei dem gleichen Bauwerk nicht gleichzeitig für wichtigere Bauglieder zu verwenden, wobei natürlich nicht ausgeschlossen werden soll, daß bei in der Hauptsache aus hochwertigem Stahl hergestellten Brücken z. B. Fußwegträger, Belageisen oder auch in besonderen Fällen alle Fahrbahnträger aus St 37 hergestellt werden.

Da das Verhältnis der ständigen Last zur Verkehrslast je nach dem verwendeten Baustoff sehr verschieden ist, können die Stoßzahlen nicht einheitlich für alle Straßenbrücken festgesetzt werden. Die Bestimmungen über die Stoßzahl müssen daher in die nur für eiserne, massive oder hölzerne Brücken bestimmten Berechnungsgrundlagen aufgenommen werden.

In DIN 1073 ist davon Abstand genommen worden, für die verschiedenen Arten der Fahrbahnbefestigung besondere Stoßzahlen festzulegen. Vielmehr begnügte man sich mit einer Klasse von Stoßzahlen, die nach der Spannweite von 10 zu 10 m (einschl.) abgestuft sind und etwa denen der niedrigsten Klasse für eiserne Eisenbahnbrücken (mit durchgehender Bettung und geschweißten Schienenstößen) entsprechen. In eine Nachprüfung der gewählten Werte wird einzutreten sein, sobald die noch in Entwicklung begriffenen Meßwerkzeuge genauere Feststellungen über die tatsächlichen Verhältnisse ermöglichen.

Die in Tafel 1 der Berechnungsgrundlagen angegebenen Stoßzahlen gelten für alle von den rollenden Verkehrslasten beanspruchten Brückenglieder einschließlich der Auflagersteine, mit Ausnahme der Fahrbahnteile aus Holz und Eisenbeton, für die besondere Bestimmungen getroffen sind. Bei der Bemessung der hölzernen Balken und Beläge braucht nach Abschnitt C VIII eine Stoßwirkung nicht berücksichtigt zu werden. Bemerkenswert ist, daß in den vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Gegensatz hierzu für hölzerne Schwellen (nicht für Querschwellen eiserner Eisenbahnbrücken) und für Fahrbahnträger hölzerner Straßenbrücken die Berücksichtigung einer Stoßzahl von 1,5 gefordert wird und sogar bei Fußgängerstegen eine Stoßzahl von 1,2 vorgeschrieben ist. Eine Vereinheitlichung der entsprechenden Bestimmungen wäre erwünscht. Für die Stoßzahl, die bei Platten und Trägern aus Eisenbeton anzunehmen ist, sind nach den Bestimmungen der vorliegenden Berechnungsgrundlagen die Eisenbetonbestimmungen DIN 1045 maßgebend. Nach § 19,4 der zurzeit gültigen Fassung von 1925 ist für Fahrbahntafeln aus Eisenbeton ein Stoßzuschlag bis 50% durch entsprechend niedrigere Bemessung der zulässigen Spannungen der Tafel IV, Spalte c berücksichtigt. Nach Abschluß der in Bearbeitung befindlichen Berechnungsgrundlagen für massive Brücken werden deren Bestimmungen über den Stoßzuschlag bei Fahrbahntafeln aus Eisenbeton voraussichtlich auch in dem vorliegenden Normblatt an Stelle von DIN 1045 treten können.

Die Festsetzungen über die bei der Wahl der Stoßzahl maßgebenden Spannweiten stimmen mit den Bestimmungen der Reichsbahn überein.

Von einer Erhöhung der Stoßzahl bei Bogenträgern ohne Zugband, die in den BE mit Rücksicht auf das geringe Eigengewicht dieser Trägerart vorgesehen ist, wurde in den Berechnungsgrundlagen für Straßenbrücken zur Vereinfachung abgesehen. Dagegen tritt in Anbetracht der ohnehin niedrigen Bemessung der Stoßzahl deren Ermäßigung erst bei drei- und mehrspurigen eisernen Straßenbrücken ein, während die BE eine solche schon bei zweispurigen Brücken vorsehen.

Mit der Stoßzahl sind alle von den rollenden Verkehrslasten herrührenden Einflüsse zu multiplizieren. Da das auf der Fahrbahn nach DIN 1072 anzunehmende Menschengedränge auch leichtere rollende Lasten vertreten soll, ist es nur folgerichtig, daß sein Einfluß ebenfalls mit der Stoßzahl multipliziert werden muß. Das gleiche gilt für die Belastung mit der Dampfwalze, deren eigene Stoßwirkung infolge der geringen Fahrgeschwindigkeit in der Regel zwar nur gering sein wird, die aber auch andere schneller fahrende schwere Fahrzeuge wie z. B. den 15-t-Lastkraftwagen vertritt.

Für die Berechnung der Druckstäbe ist ebenso wie in den BE und den Preußischen Hochbaubelastungsvorschriften das  $\omega$ -Verfahren vorgeschrieben. Der zulässige Schlankheitsgrad von Druckstäben ist nach oben auf 150 begrenzt. Lediglich bei aus St Si hergestellten Stäben der Windverbände und bei nur zum Aussteifen von Gurtungen angeordneten Hauptträgerposten aus dem gleichen Baustahl sind größere Schlankheitsgrade zugelassen. Mit Rücksicht darauf wurden die  $\omega$ -Werte für St Si bis  $\lambda = 200$  angegeben. Der Schlankheitsgrad der Einzelstäbe mehrteiliger Druckstäbe darf nicht größer sein als der des ganzen Stabes für die materialfreie Achse  $y-y$ .

Besondere Bestimmungen über die Bemessung von Wechselstäben und -trägern erschienen für Straßenbrücken entbehrlich, da Wechselwirkungen wegen des stärkeren Einflusses der ständigen Last seltener sind und infolge der geringen Fahrgeschwindigkeit der schweren Straßenverkehrslasten langsamer auftreten.

Für die Untersuchung von Druckgurten, die nicht durch Windverbände verbunden sind, auf Sicherheit gegen seitliches Ausweichen werden insbesondere für größere Brücken und bei Verwendung von hochwertigem Stahl in erster Linie eingehende Berechnungsverfahren empfohlen, zumal diese im allgemeinen günstigere Ergebnisse haben als das in den BE angegebene, hier erst in zweiter Reihe angeführte Näherungsverfahren. Bei Anwendung eingehender Berechnungsverfahren werden außerdem höhere Beanspruchungen zugelassen. Die sich hierbei ergebenden Spannungen dürfen nämlich einschließlich der aus den übrigen Haupt- und Zusatzkräften errechneten die bei Belastung mit Haupt- und Zusatzkräften zugelassenen Beanspruchungen erreichen, während beim Näherungsverfahren die Seitenkräfte als Hauptkräfte zu behandeln sind, soweit sie aus Hauptkräften herrühren.

In den Gliedern der Wind- und Querverbände von Straßenbrücken sind 20% höhere Spannungen zugelassen worden als in den entsprechenden Teilen von eisernen Eisenbahnbrücken, und zwar mit Rücksicht darauf,

daß die Verkehrslasten von Straßenbrücken im allgemeinen keine erheblichen Seitenstöße verursachen und die Windverbände durch die steife Fahrbahn entlastet werden. Für Glieder von Windverbänden, die in der Nähe solcher zur Aufnahme von Windkräften geeigneten, steifen, einheitlichen Fahrbahntafeln liegen, sind sogar mit Rücksicht auf ihre besonders starke Entlastung durch die Fahrbahn die gleichen Spannungen zugelassen wie in den Haupt-, Fahrbahn- und Gehbahnträgern bei Belastung durch die Haupt- und Zusatzkräfte (Tafel 2, Spalte 3).

Für die Bemessung der Niet- und Schraubenverbindungen, für die die gleichen Spannungen zugelassen sind wie bei den BE der Reichsbahn, ist auf die dort gebrachten Hilfstafeln verwiesen. Auch im vorliegenden Normblatt wird gefordert, daß in der Regel der volle nutzbare Querschnitt  $F_N$  bzw.  $\frac{F}{\omega}$  anzuschließen ist. Ausnahmen von diesem Grund-

satz sind vorgesehen für Wechselstäbe, für Stäbe mit geringer oder keiner Spannung — diese sind nach konstruktiven Gesichtspunkten anzuschließen — und für Glieder von Windverbänden, soweit diese nicht in der Nähe einheitlicher zur Aufnahme von Windkräften geeigneten Fahrbahntafeln (s. oben) liegen. Ist dies jedoch der Fall, so sind auch die Glieder von Windverbänden mit dem vollen nutzbaren Querschnitt anzuschließen. Andernfalls ist ihr Anschluß nach der größten Stabkraft zu bemessen. Wechselstäbe sind nach der größten Stabkraft unter Berücksichtigung eines Zuschlages von 20% anzuschließen. Durch den Zuschlag wird bei nicht voll ausgenutzten Stäben auch im Anschluß eine Reserve für eine spätere Erhöhung der Verkehrslast gesichert. Gleichzeitig soll aber durch den Zuschlag der Anschluß auch mit Rücksicht darauf verstärkt werden, daß sich durch häufige Umkehr der Stabkraft die Gefahr vergrößert, daß die Niete locker werden. Zu beachten ist, daß nach dieser Bestimmung bei Wechselstäben mit großer Zugkraft u. U. ein größerer Wert als  $F_N$  angeschlossen werden muß.

Bei einer Neuauflage des Normblattes dürfte es sich vielleicht empfehlen, ebenso wie es nachträglich bei den BE geschehen ist, Bestimmungen über die zulässige Spannung in Ankerschrauben und Ankern (Rund-, Flach- und Profileisen) einzufügen. Bei der Reichsbahn ist hierfür eine Spannung von 1000 kg/cm<sup>2</sup> bei St 37 festgesetzt worden. Die Stoßzahl ist hierbei zu berücksichtigen.

Die bei Holzschwellen und Belägen zugelassenen Spannungen sind die gleichen wie in den BH der Reichsbahn. Für nicht getränkte Holzteile müssen die Spannungen um  $\frac{1}{3}$  ermäßigt werden.

Die zulässigen Durchbiegungen sind bei Straßenbrücken noch etwas größer gewählt worden als bei Eisenbahnbrücken, in der Hauptsache wohl mit Rücksicht darauf, daß das Zustandekommen der zur Erzeugung der größten Durchbiegung erforderlichen ungünstigsten Laststellung bei Straßenbrücken unwahrscheinlich ist. Nach den Erfahrungen der Reichsbahn mit teilweise 40 Jahre alten Straßen- und Eisenbahnbrücken gleicher Durchbiegung sollen sich hieraus keine Nachteile ergeben haben.

## Vermischtes.

**Technische Hochschule Danzig.** Die Technische Hochschule der Freien Stadt Danzig feiert vom 18. bis 20. Juli 1929 ihr fünfundzwanzig-jähriges Bestehen, das — wissenschaftlich und kulturell gleich bedeutsam — festlich begangen werden soll<sup>1)</sup>. Die Hochschule der alten Hansstadt an der Ostsee erwartet in diesen Festtagen ihre Angehörigen, ihre Freunde, ihre früheren Lehrer und Schüler aus aller Welt.

Die Erinnerung an Danzig und an hier verlebte schöne Sommertage wird in vielen den Wunsch lebendig werden lassen, dieses Fest mit uns zu begehen. Kommt alle, die Ihr Verständnis habt für die Kultur des Ostens, für ihre Aufgaben und ihre Schwierigkeiten!

Teilt uns möglichst bald mit, ob wir Euch mit Euren Angehörigen erwarten dürfen. Werbt auch bei Euren Freunden für diese Fahrt. Ihr könnt zu Wasser, zu Land oder in der Luft hierherkommen. Wir möchten möglichst zeitig für gute Unterkunft vorsorgen.

Gebt also schnell Eure Zusagen an die Hauptgeschäftsstelle unserer Hochschule. Wir freuen uns auf Euer Kommen!

Rektor und Senat der Technischen Hochschule Danzig.

**Weltkraft-Teilkonferenz über Wasserkraftnutzung in Barcelona 1929.** Die nächste Teiltagung der Weltkraftkonferenz findet vom 15. bis 23. Mai d. J. in Barcelona statt. Die Konferenz ist der Gesamtausnutzung der Wasserkraft gewidmet und wird das Stoffgebiet in fünf Themengruppen behandeln. Ihr Gegenstand sind:

1. die allgemeinen hydrologischen Aufgaben (Untersuchung der Wasserkraft, hydrologische Charakteristik der einzelnen Länder, Veränderung der Wasserstände, Klassifizierung der Flüsse, Aufgaben der Kraftausnutzung),
2. die technischen Aufgaben (Entwurf, Bau und Betrieb der für die Wasserkraft bestimmten Bauten),
3. die wirtschaftlichen und finanziellen Aufgaben (Fragen der Rentabilität, der Verbrauchssteigerung, der verwaltungstechnischen Organisation, der Kraftverwendung in Industrie und Landwirtschaft),
4. die gesetzlichen Aufgaben (Feststellung des Unterschiedes

<sup>1)</sup> „Die Bautechnik“ wird zur Jubiläumsfeier voraussichtlich ein Heft herausbringen, dessen Inhalt lediglich aus fachwissenschaftlichen Arbeiten von Professoren der Technischen Hochschule Danzig besteht.

Die Schriftleitung.

zwischen wasserreichen und wasserarmen Ländern in seinem Einfluß auf die Gesetzgebung, sowie der gesetzlichen Grundlagen für den zwischenstaatlichen Energieaustausch),

5. die Maßnahmen des Wasserschutzes (Sicherung der Ufer, Bauten und Flußbecken, Verhütung von Überschwemmungen und ihre Bedeutung in technischer, wirtschaftlicher und sozialer Beziehung).

An die Tagung schließen sich in der Zeit vom 23. Mai bis 4. Juni Besichtigungen in Spanien an. Gleichzeitig mit der Konferenz finden die Weltausstellung in Barcelona und die Ibero-Amerikanische Ausstellung in Sevilla statt. Anmeldungen deutscher Teilnehmer sind zu richten an das Deutsche Nationale Komitee der Weltkraftkonferenz, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, Friedrich Ebertstr. 27.

**Umbau der Bahnanlagen bei Scunthorpe und Frodingham (London- & North-Eastern-Eisenbahn).** Die Orte Scunthorpe und Frodingham liegen an der London- & North-Eastern-Railway halbwegs zwischen den Städten Doncaster und Grimsby in einem lebhaften Industriebezirk. Der zunehmende Güterverkehr machte eine bedeutende Vermehrung der Gleisanlagen erforderlich. Die neuen Gleise zerschnitten vielfach alte Verkehrsbeziehungen und hatten daher weitere Bauten im Gefolge: Verlegung der Hauptgleise und des Personenbahnhofes sowie die Errichtung mehrerer Brücken. Über die Arbeiten wird in „The Railway Engineer“ vom Dezember 1928 berichtet.

Wie aus dem Lageplan der Abb. 1 hervorgeht, wurde westlich des alten Personenbahnhofes eine Gruppe von 22 Aufstellgleisen mit einer durchschnittlichen Aufstelllänge von je etwa 600 m geschaffen. Mit diesen Arbeiten wurde begonnen, da sie größtenteils in unbenutztem Gelände ausgeführt werden konnten. Sie erforderten rd. 180 000 m<sup>3</sup> Bodenbewegung. Der Boden bestand zum größten Teil aus Sand und Ton, zum kleineren Teil aus Fels und wurde als Schüttung für die Rampen der zu verlegenden und über die Bahnanlagen zu führenden Straßen benutzt. Gleichzeitig wurden auch die Personen-Hauptgleise und ein durchgehendes Gütergleis an die Nordseite der neuen Gleisgruppe verlegt.

Unter den Straßenverlegungsarbeiten war die bedeutendste die Überführung der Straße von Brigg nach Scunthorpe, die vor dem Umbau die Bahn schienengleich kreuzte. Die Länge der Straßenverlegung beträgt 800 m und besteht im wesentlichen aus zwei 1:40 geneigten Rampen, die durch eine 122 m lange Eisenbetonbrücke verbunden sind. Die Brücke stellt einen

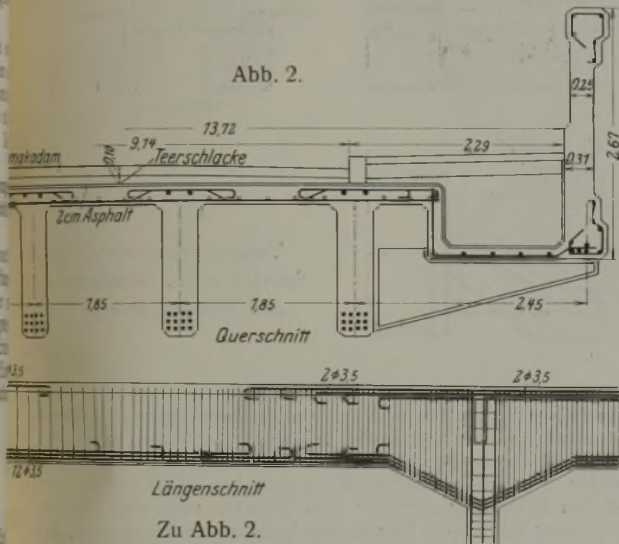
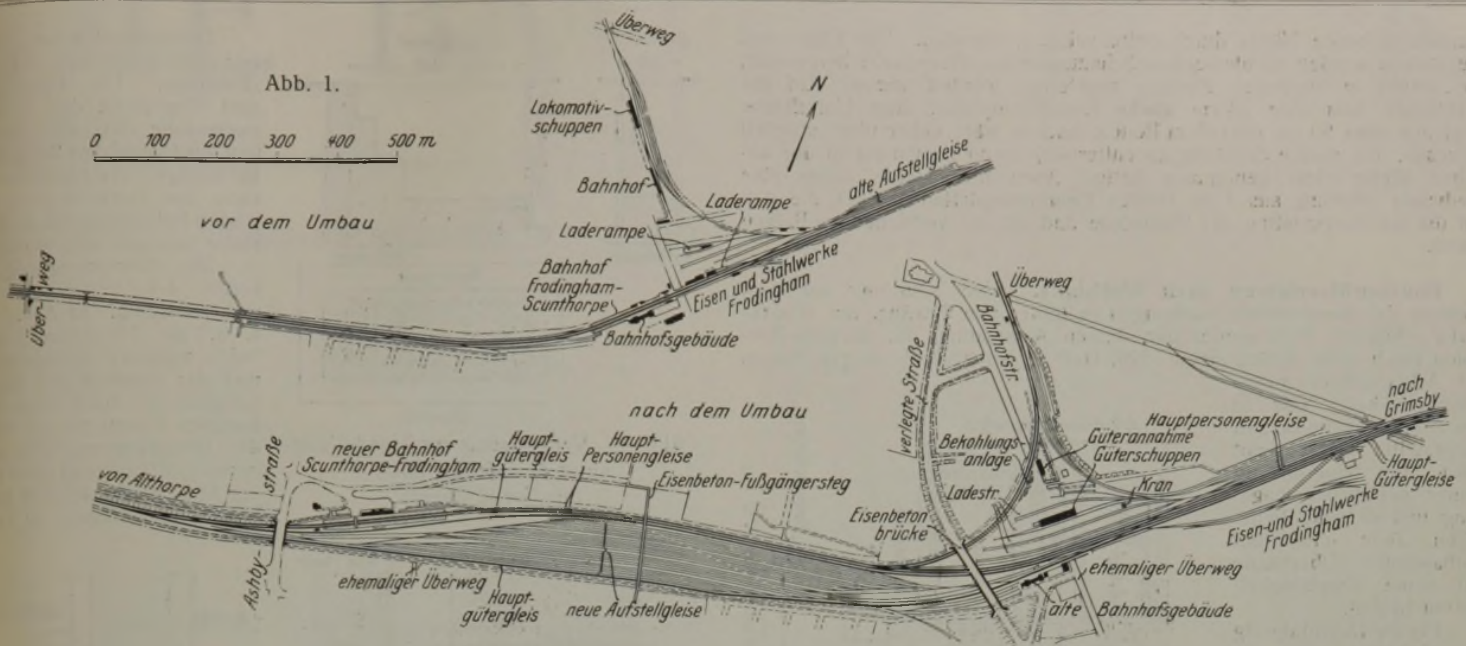


Abb. 3.

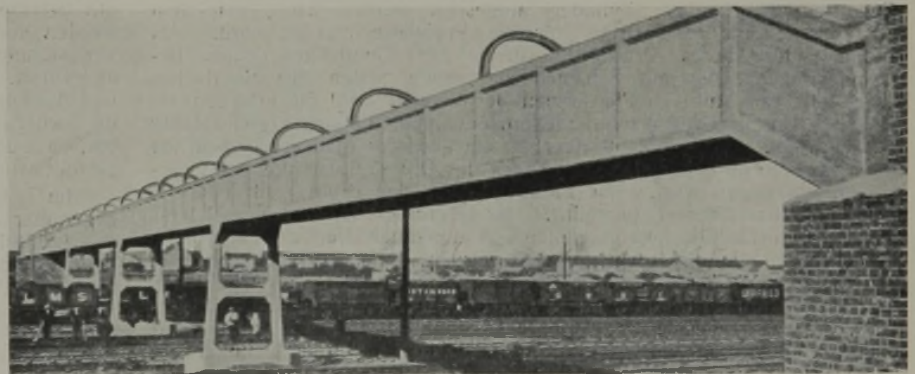


Abb. 4.

über acht Felder durchlaufenden Balken dar, dessen Spannweiten zwischen 9 und 22 m wechseln. Die Tragkonstruktion besteht aus sechs Längsträgern von 1,6 m Höhe und 38 cm Breite. Abb. 2 zeigt den Querschnitt der Brücke und die Bewehrung eines Längsträgers, Abb. 3 die Ansicht der fertigen Brücke.

Über die Aufstellgleise führt außerdem noch ein Fußgängersteg von 113 m Länge. Er ist gleichfalls aus Eisenbeton hergestellt, und zwar als vollwandiger Träger auf sechs Stützen. Abb. 4 zeigt das fertige Bauwerk.

Die Arbeiten fanden ihren Abschluß mit der Verlegung des Personen- und Ortsgüterbahnhofs; auch die hierzu erforderlichen Gebäude sind zum größten Teil in Beton erbaut.

Die neu geschaffenen Gleisanlagen sind insgesamt 29 km lang und fassen in der Aufstellgruppe 1700 Wagen, in den Ortsgütergleisen 160 Wagen.

**Eisenbetonpfähle aus Schale und Kern.** Bei einem Gasbehälter in Leicester (England) für 140 000 m<sup>3</sup> Gas, dessen Wasserbecken einen Durchmesser von 65 m hat, handelte es sich darum, eine Last von 47 500 t, nämlich das Gewicht des Behälters mit Becken und dessen Füllung sowie der Betongründung, auf wenig tragfähigen Baugrund zu übertragen. Diese Aufgabe wurde mit Hilfe von Eisenbetonpfählen gelöst, wie Concrete & Construct. Eng. im Dezemberheft 1928 berichtet, auf die eigenartige Weise hergestellt wurden. Auf den Boden wurde an der Stelle, die ein Pfahl einnehmen soll, ein fabrikmäßig hergestellter Pfahlfuß aus Beton und auf diesen eine eiserne Spindel von der Länge, die der Pfahl höchstens erreichen darf, aufgesetzt. Die Spindel ist äußerlich mit einem Schraubengewinde versehen. Um diese Spindel, auf dem Pfahlfuß ruhend, werden zwei halbzyllindrische, im voraus angefertigte Beton-schalen umgelegt, die innen die Gegenform der Schraube aufweisen. Sie werden mit Draht zusammengebunden. Die einzelnen Schalen sind etwa 60 cm lang; ihr Gewicht ist so bemessen, daß sie von einem Mann gehandhabt werden können. Auf das aus Schuh, Spindel und den beiden ersten Schalen bestehende Gebilde schlägt nun der Rammbar, bis der Schuh etwa 60 cm in den Boden eingetrieben ist, die Oberkante der beiden ersten Schalen also in Geländehöhe zu liegen kommt. Auf diesen Schalen

wird das zweite Paar Halbzylinder aufgesetzt und wieder so weit eingetrieben, bis seine Kopffläche gerade noch aus dem Boden herausragt. Dieses Aufsetzen der Schalen und Einrammen der Spindel, die dabei den Pfahlfuß vor sich hertreibt und die Schalen mitnimmt, wird so lange fortgesetzt, bis die nötige Tiefe erreicht ist. Dann wird die Spindel aus den Schalen herausgeschraubt, so daß im Boden nur der Pfahlfuß und die Schalen verbleiben. In den so geschaffenen Hohlraum wird die Bewehrung in Korbform eingebracht und dann der Beton des Kerns eingefüllt.

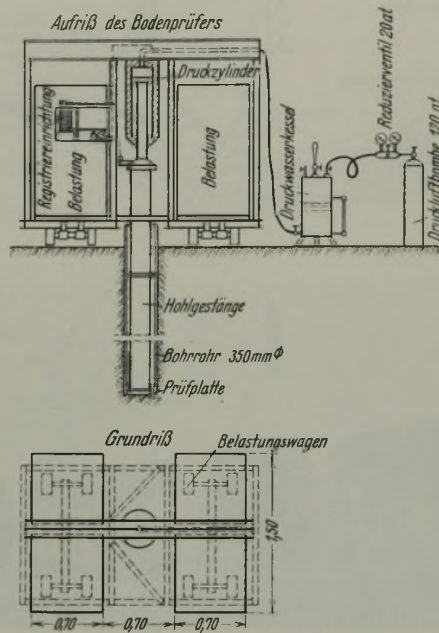
Dem beschriebenen Verfahren zum Herstellen von Betonpfählen wird nachgerühmt, daß seine Kosten in angemessenen Grenzen bleiben. Der Boden in der Umgebung des Pfahles wird beim Eintreiben verdichtet, ohne dann, wie es bei Verwendung eines Vortreibrohrs der Fall ist, beim Ausziehen des Vortreibrohrs wieder aufgelockert zu werden. Erde kann in das den Pfahl aufnehmende Loch nicht eindringen. Vor dem Einbringen der Bewehrung und des Betons kann die Innenfläche der Schalen abgeleuchtet und ihr Zustand festgestellt werden. Man weiß genau, wie lang der Pfahl ist. Alle Arbeit wird an der Erdoberfläche ausgeführt. Der Beton wird von einem besonderen Arbeitertrupp eingefüllt, und die Herstellung der Pfähle geht daher schnell vor sich.

Bei dem Gasbehälterbau in Leicester wurden 1316 Pfähle in der beschriebenen Art hergestellt. Sie sind im Mittel 5,65 m lang und stehen in 1,7 m Abstand.

Die Pfähle unter dem Mittelteil des Behälters erhielten einen Kopf in Pyramidenform; am Umfang wurden je drei in Richtung eines Durch-

messers stehende Pfähle durch Betonbalken verbunden. Die Köpfe und die Balken wurden in bleibenden Schalungen aus Eisenbeton hergestellt, die vorher in kupfernen Formen angefertigt worden waren. Auf die Pfahlköpfe kam eine 18 cm starke Eisenbetonplatte. Ihre Unterfläche liegt nur etwa 60 cm über dem Boden, und es wäre daher nicht möglich gewesen, die untere Schalung zu entfernen, wenn man dazu in der üblichen Weise Holz genommen hätte. Auch hier wurde daher eine bleibende Schalung aus 3 cm starken Eisenbetonplatten benutzt, die sich auf die Schalungsplatten der Pfahlköpfe und der sie verbindenden Balken stützt.

**Bodenprüfverfahren nach Wolfsholz.** Eine Neuerung auf dem Gebiete der Baugrunduntersuchungen stellt der von Dr.-Ing. ehr. Wolfsholz erfundene Bodenprüfer dar, dessen Anwendung die Siemens-Bauunion (nach ihren Mitteilungen 1929, Heft 1, Januar) seit einiger Zeit in ihr Arbeitsgebiet aufgenommen hat. Das in der Abbildung im Schnitt dargestellte Gerät dient dazu, den Baugrund in seiner natürlichen Lagerung und in jeder beliebigen Tiefe unter der vorhandenen Oberfläche auf seine Tragfähigkeit hin zu prüfen.



Für die Durchführung der Arbeiten wird zunächst eine Bohrung von 350 mm Durchm. bis zu der Tiefe geführt, in der man den ersten Druckversuch vorzunehmen gedenkt. In dieses verrohrte Bohrloch wird sodann an einem Hohlgestänge die sogenannte Prüfplatte von 290 mm Durchm. eingebracht, und zwar so, daß die Druckebene der Platte ein wenig unterhalb des Bohrschuhes liegt (s. Abbildung). Das Hohlgestänge, an dem die Prüfplatte befestigt ist, reicht bis über das Bohrloch hinaus und ist so eingerichtet, daß an seinem oberen Ende ein Druckgefäß (-Zylinder) aufgesetzt werden kann, von dem aus der erforderliche Druck für die Prüfplatte erzeugt wird. Als Auflager für dieses Druckgefäß dient der Querbalken eines Belastungswagens, der auf Schienen zu beiden Seiten des Bohrloches aufgestellt ist. Auf den Plattformen des Wagens wird die erforderliche Gegenlast in Form von Wasserbehältern oder von Sandsäcken gleichmäßig verteilt. Die Gegenlast muß stets um ein gewisses Maß größer sein als die Kraft, die durch den höchsten Druck des Druckkolbens auf den Querbalken übertragen wird. Das Preßwasser für das Druckgefäß wird aus einem Preßwasserkessel zugeführt. Der Überdruck für den Kessel wird aus einer Druckluftflasche entnommen und kann durch Druckverminderungsrichtungen (Ventile) genau geregelt werden. Eine selbsttätige Schreibeinrichtung sorgt dafür, daß der in dem Druckgefäß herrschende Druck und gleichzeitig das Eindringen der Prüfplatte in den Boden aufgezeichnet wird, um für jeden Zeitpunkt des Versuches einen Vergleich zwischen der Einsenkungstiefe der Prüfplatte und der auf die Prüfplatte durch den Druckkolben aufgetragenen Last zu haben. Die Belastung wird in der Regel 8 bis 12 Stunden lang durchgeführt, so daß man mit Sicherheit annehmen kann, daß eine weitere Bewegung der Prüfplatte bei gleichbleibendem Druck nicht eintreten wird. Je nach der Beschaffenheit des Bodens und der für das zukünftige Bauwerk beabsichtigten Gründungsart wird man dann in demselben Bohrloche in weiteren Tiefen den Versuch ein oder mehrere Male wiederholen.

**Bodenverfestigung auf chemischem Wege.** Als Ergänzung der üblichen Grundbauarten wird neuerdings das durch In- und Auslandpatente geschützte Bodenverfestigungs-Verfahren nach Dr.-Ing. Joosten angewendet, das darin besteht, daß zwei die Verfestigung bewirkende Chemikalien in den Boden eingebracht werden. Eine Vorbedingung für die Anwendung des Verfahrens ist das Vorhandensein von quarzhaltigen Bodenbestandteilen.

Das Verfahren lehnt sich an solche Vorgänge in der Natur an, bei denen durch stoffliche (chemische) Umwandlungen von Bodensäuren und Salzen im Laufe von Jahrtausenden Sandsteine oder Menggesteine (Konglomerate) gebildet werden. Die erforderlichen Stoffe werden bei dem Verfestigungs-Verfahren dem Boden in solchem Maße zugeführt, daß die Verfestigung innerhalb von zwei Minuten eintritt. Die verfestigten Körper haben eine Druckfestigkeit von 35 bis 40 kg/cm<sup>2</sup> und können sofort belastet werden, nachdem die Zuführung der Verfestigungsstoffe beendet ist. Lehmige oder tonige Beimengungen beeinflussen das Gelingen des Verfahrens nicht. Auch ist es gleichgültig, ob die zu verfestigenden Schichten über oder unter dem Grundwasserspiegel liegen.

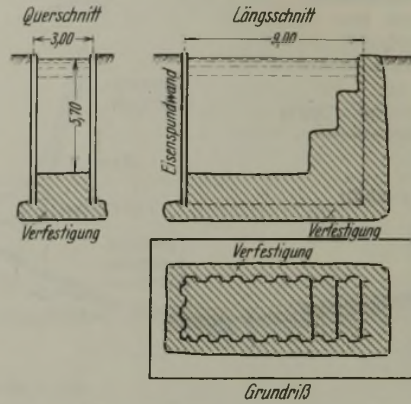


Abb. 1. Verfestigung zur Herstellung einer druckfesten Sohle (im Grundwasser).

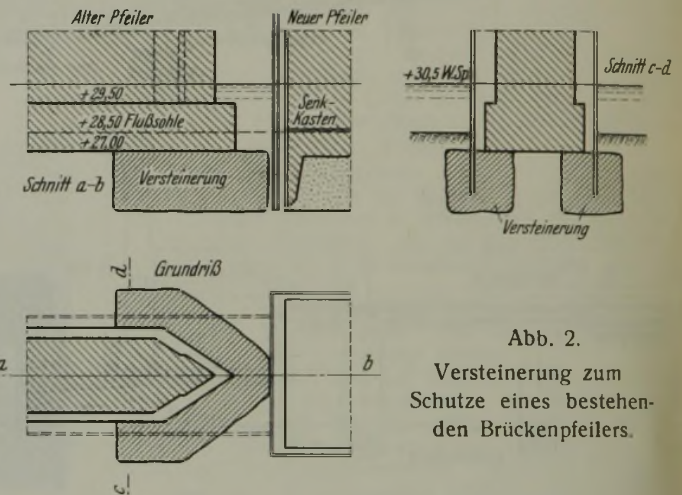


Abb. 2. Versteinerung zum Schutze eines bestehenden Brückenpfeilers.

war, für bestehende Brückenpfeiler, in deren unmittelbarer Nähe neue Pfeiler mit tieferen Gründungssohlen mit Hilfe von Druckluftkästen hergestellt werden sollten, eine Sicherung des Bodens zu schaffen. Die Bodenverfestigung unter den alten Pfeilern wurde in der dargestellten Form ausgeführt, und die Beobachtungen der alten Brücke nach dem Abtaufen und der Fertigstellung der neuen Druckluftgründungen haben gezeigt, daß die Sicherungsmaßnahme für die alten Pfeiler in vollem Umfange genügt hat, da keinerlei Veränderungen durch Setzungen oder Absenkungen festgestellt wurden.

Im Tief- und Tunnelbau werden durch die Anwendung des Verfahrens gegenüber anderen Bauarten überall da Vorteile zu erzielen sein, wo schwierige Bodenverhältnisse angetroffen werden, wie z. B. Schwimmsandschichten, da bei der chemischen Verfestigung Lösungen zur Anwendung kommen, die auch bei Vorhandensein von feinsten Korngrößen den Boden durchdringen, ohne sich zu entmischen. Das Verfestigungsverfahren eignet sich besonders für solche Fälle, wo durch die Baumaßnahmen dem Boden keine Bestandteile entzogen werden dürfen. Verfestigte Körper sind nahezu wasserundurchlässig. Daher ist das Verfahren auch zum Abdichten von Bauwerken gegen Wasserandrang mit Erfolg angewendet worden. Die Verfestigungsstoffe wurden dabei ganz nach Bedarf unmittelbar in die Mauerwerkskörper aus Beton oder Ziegelsteinen eingepreßt, wobei sich zeigte, daß selbst bei lange bestehenden Bauwerken die Einpressung der Verfestigungsstoffe in die Mauerwerkskörper selbst möglich ist und eine vollkommene Abdichtung erreicht wird.

**Personalnachrichten.**

**Preußen.** Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer August Keil (Wasser- und Straßenbau), Karl Günther, Martin Hatje (Eisenbahn- und Straßenbau).

**Hamburg.** Der Senat hat den Dipl.-Ing. Curt Hensen auf den 1. Oktober 1928 zum Baurat bei der Wasserstraßendirektion Hamburg ernannt.

**INHALT:** Die Untergrundbahn Omoniaplatz—Attiki in Athen. — Die Brücke über den Kleinen Belt (Fortsetzung). — Die Normen für Straßenbrücken. — Vermischtes: Technische Hochschule Danzig. — Weltkraftkonferenz über Wasserkraftnutzung in Barcelona 1929. — Umbau der Bahnanlagen bei Scunthorpe und Frodingham (London- & North-Eastern-Eisenbahn). — Eisenbetonpfähle aus Schale und Kern. — Bodenprüfverfahren nach Wolfsholz. — Bodenverfestigung auf chemischem Wege. — Personalnachrichten.

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