

# DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang

16. April 1926

Heft 16

## DEUTSCHE INGENIEURARBEIT IM STRASSBURGER MÜNSTER<sup>1)</sup>.

Von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin.

### I. Einleitung.

Die gesamte Kulturwelt wird aufatmen. Die Gefahr für eins der bedeutendsten Meisterwerke deutscher Baukunst, für das Straßburger Münster (s. Abb. 1), ist gebannt. Die seit langem beobachteten Schäden, deren Ursachen in unzulänglicher Beschaffenheit eines Turmfundamentes gefunden wurden, sind durch außerordentlich schwierige unterirdische Bauten gründlich beseitigt. Alle erforderlichen Bauarbeiten sind nach deutschen Plänen und im wesentlichen unter deutscher Leitung vollendet. Die großen Hilfskonstruktionen aus Eisenbeton und stämmigen Rüstungen aus Holz von seltener Stärke, welche einen großen Teil des Münsters seit fast zwei Jahrzehnten vom Gebrauch absperren, sind entfernt, und in wenigen Wochen wird ein weihevoller Akt das erhabene Baudenkmal in vollem Umfang wieder seinen kirchlichen Zwecken übergeben. Damit ist für die Baugeschichte des Straßburger Münsters ein Abschnitt abgeschlossen, der 1903 begonnen hat und im wesentlichen vom deutschen Bauingenieur beherrscht worden ist, der mit seinem ganzen Rüstzeug an Wissen und Erfahrung das deutsche, uns politisch leider entwundene Bauwerk vor dem Schicksal des 1902 eingestürzten Sankt-

Markus-Glockenturms in Venedig in weit schlimmerem, kaum auszudenkendem Maße bewahrt hat.

Über den Stand der Arbeiten zu Ende des Jahres 1918, als Straßburg französisch wurde, hat Verfasser im Zentral-

blatt der Bauverwaltung 1920, S. 226 berichtet, da er im Jahre 1915 vom Münsterbauamt zur Begutachtung der für die Ausführung bestimmten Entwürfe herangezogen war und dabei eingehende örtliche Studien angestellt und weiter mit der Bauverwaltung in Verbindung gestanden hatte. Im Oktober 1925 hat es ihn bei der ersten Nachricht über die Vollendung der Arbeiten wieder nach Straßburg gezogen, und er folgt nun gern der Anregung der Schriftleitung, die höchst lehrreichen Vorgänge und Zusammenhänge hier im ganzen darzustellen. Dabei ist es nicht zu umgehen, der Vollständigkeit halber bereits an anderer Stelle Veröffentlichtes zu wiederholen. Auch muß Verfasser sich auf die Mitteilungen des jetzigen Münsterbaumeisters Herrn C. Dauchy in Génie civil vom Nov. 1925 beziehen, der seit drei Jahren als Nachfolger des deutschen Baumeisters Knauth, der Seele des Rettungsunternehmens, die Vollendungsarbeiten geleitet hat und ihn bei seinem letzten Besuch geführt und mit reichlicher Auskunft und Abbildungen in

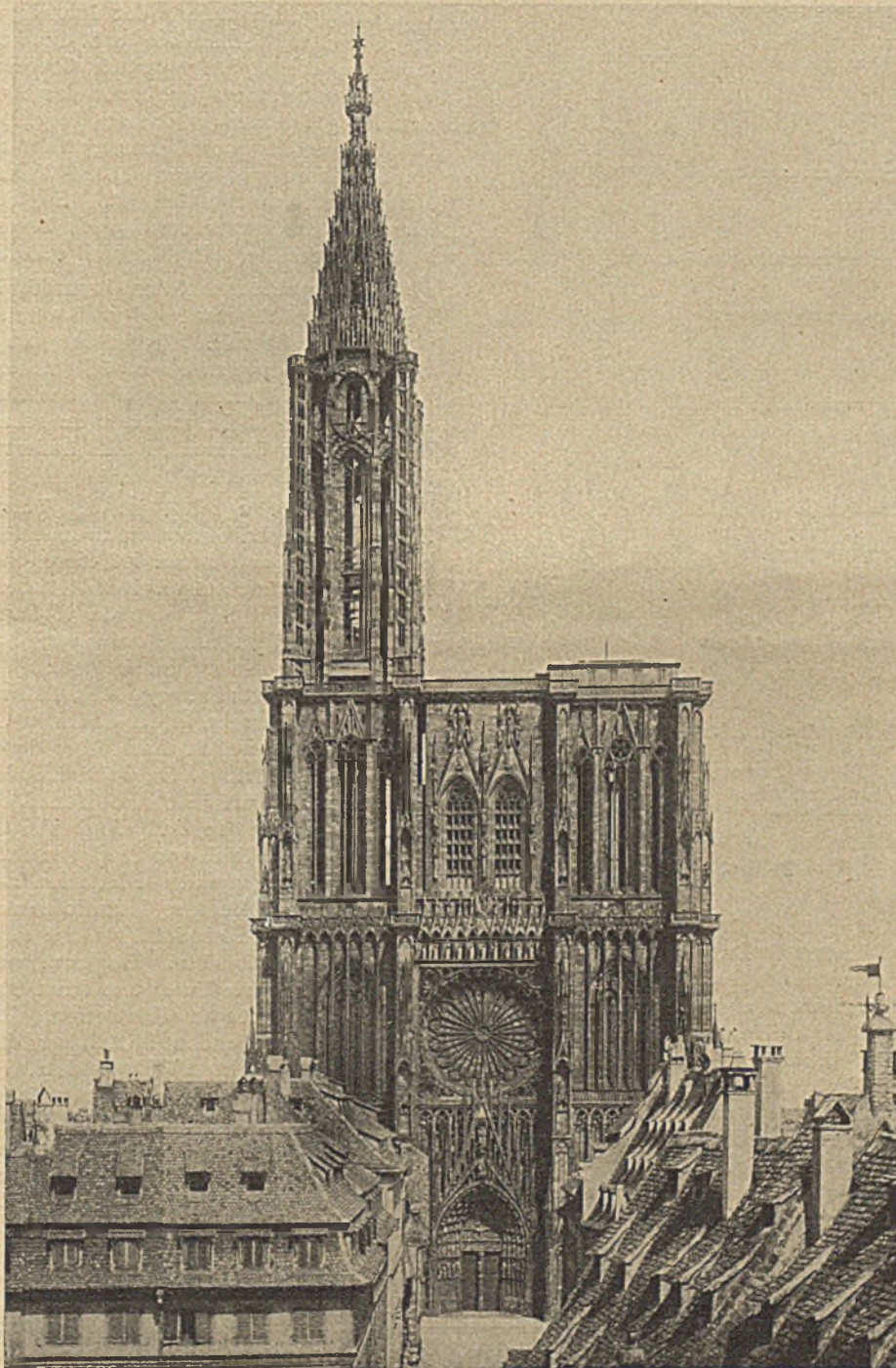


Abb. 1. Westfront des Straßburger Münsters.

<sup>1)</sup> Dieser Aufsatz erscheint als erweiterter Sonderdruck im Verlag von Julius Springer, Berlin.

freundlichster und dankenswerter Weise unterstützt hat. Wer aber durch das einzigartige Baudenkmal mit seinen

reichen Kunstschatzen sich genußreiche Stunden verschaffen und die gefährdeten Werke ganz würdigen will, dem möchte ich an dieser Stelle das Werk von Georg Dehio: „Das Straßburger Münster“ (Verlag von R. Piper, München 1922) mit 77 sehr schönen Abbildungen — ein Festgeschenk — ganz besonders empfehlen.

## II. Baugeschichte.

Unter Benutzung der unter I genannten Quellen soll nun eine kurze geschichtliche Darstellung des Baues vom ingenieurtechnischen Standpunkt vorgenommen werden. Innerhalb eines römischen Kastells ist der Urbau des Münsters im elften Jahrhundert als romanische Basilika entstanden, von der nur geringe Bauteile noch in der östlich gelegenen Krypta vorhanden sind. Abb. 2 zeigt den Grundriß, wie er

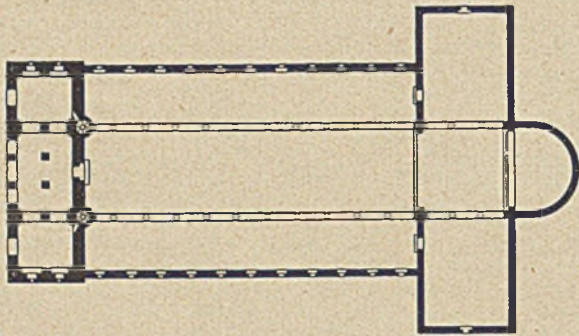


Abb. 2. Grundriß der romanischen Basilika nach Knauth.

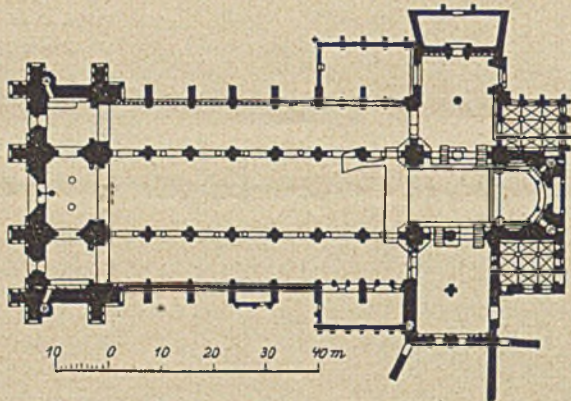


Abb. 3. Heutiger Grundriß.

vom Münsterbaumeister Knauth rekonstruiert ist, während Abb. 3 den heutigen Grundriß darstellt. Danach sind die Grundformen in ihren Hauptmaßen durch den alten Bau festgelegt. Im zwölften Jahrhundert haben mehrere Brände die Erneuerung des Chors und Querschiffes auf der östlichen Seite veranlaßt, und im Anschluß daran sind verschiedene Kapellen, Domherrnwohnungen und Umbauten später entstanden, welche den romanischen Charakter noch heute aufweisen, obwohl viele gotische Elemente darin enthalten sind. Um 1250 begann man eiligst — mit nur 25jähriger Bauzeit — das Langhaus zu erneuern. Dieses ist als konstruktiv und architektonisch einheitlicher gotischer Bau von Rudolf von Straßburg erbaut. Da die romanischen Fundamente benutzt wurden, gestaltete sich das Mittelschiff zu dem weitgespanntesten aller bekannten Kirchen, das mit 16 m auch von keiner französischen Kathedrale übertroffen wird. Dementsprechend ist auch eine größere Jochbreite, also Pfeilerabstand, mit rd. 8,5 m entstanden und eine einzigartige harmonische Raumwirkung erreicht, die Dehio mit den Worten kennzeichnet: „Kein ekstatischer Drang reißt uns im Sturm von der Erde weg, wie im Kölner Dom und seinem Vorbilde, der Kathedrale von Amiens — ein großer und ruhiger Atem waltet durch den

Raum, weitet die Brust, erhebt das Herz.“ Die völlige Auflösung der Außenwände in Pfeilern ist eine weitere konstruktive Tat, wodurch an Stelle der festen Wand die riesigen Fenster mit farbiger Verglasung treten, die einzigartig in ganzer Vollständigkeit und Harmonie, „ein durchsichtiger Teppichabschluß“, noch heute erhalten sind. Das Ingenieurtechnische — Verhältnis von Weite zur Höhe — wird zum „Raumerlebnis“ gegenüber anderen Kirchen des Mittelalters, wo die Höhe allein als das technisch Erreichbare überwiegt. Auch zwischen der Unterkante der Hochschiffenster und dem Scheitel der Arkaden ist die Mauer aufgelöst, durch eine kleine Galerie, das Triforium, welches in Straßburg sogar eine Rückwand aus Glas erhalten hat, nachdem die sonst übliche Pultdachkonstruktion der Seitenschiffe wahrscheinlich aber erst im Laufe der Zeit durch Satteldächer ersetzt worden ist. Um den großen Schub der Mittelgewölbe abzufangen, sind die Gotiker bekanntlich auf die äußeren Strebebögen gekommen, die meist mehrfach übereinander angeordnet sind und bei geringerer Jochbreite das Außenbild verwirren. In Straßburg ist aber in echtem Ingenieurgeist nur ein einziger Strebebogen für jeden Fensterpfeiler ausgeführt, wodurch die statisch klare und unerreichte Wirkung der Seitenfront des Mittelschiffes entstanden ist. So ist das schnell errichtete Langhaus ein ingenieurtechnisch bewunderungswürdiges Konstruktionsgebilde, ein Beispiel seltener statischer Intuition.

Die Turmfront auf der Westseite des Münsters (Abb. 1) ist leider erst später nach und nach entstanden und auch nicht in einheitlicher Gestalt. Hier ist der gute Ingenieurgeist der reifen Gotik des Langhauses zurückgetreten. Nicht das Streben nach großen Weiten, sondern das Drängen der bürgerlichen Eitelkeit, den höchsten Turm zu schaffen und den Reichtum des baulichen Schmuckes aufs äußerste zu erhöhen, hat den Architekten beseelt.

Wie Abb. 2 zeigt, ist die Turmanlage in romanischer Zeit von dem Langhaus durch eine feste Mauer abgeschlossen gewesen. Beim Neubau ist diese durch offenen Bogen zum freien Durchblick auf die Rosette über dem Haupteingang der Turmfront ersetzt. Der noch vorhandene erste Entwurf der Turmanlage wird auf Erwin von Steinbach zurückgeführt. Die Türme sind aber nur im unteren Geschoß zu Anfang des 14. Jahrhunderts streng danach ausgeführt. Sie sollten nur 120 m hoch sein, in den obersten Geschossen 40 m schlanke Spitzen und zwischen ihnen über den Rosetten einen leichten Wandabschluß haben. Dagegen sind sie nach Erwins Zeit in verändertem Entwurf in den oberen Stockwerken bis zur Plattform ausgeführt, so daß die beiden Türme stumpf endeten. Der Schwabe Ullrich von Enzingen hat dann um das Jahr 1400 den Nordturm von der Plattform aus als kunstvolle Steinpyramide in achteckiger Grundform ausgeführt und eine Turmhöhe von 142 m erreicht, welche sein Nachfolger Hültz von Köln 1439 vollendete. Bis zum neunzehnten Jahrhundert war er der höchste Turm und dann erst durch Köln mit 156 m und Ulm mit 161 m übertroffen. Jedenfalls erhielt dadurch mit dem ausgehenden Mittelalter das Straßburger Münster den Ruhm des achten Weltwunders. Heute liegt Wert und Bedeutung des Münsters in anderen Dingen, die man in dem genannten Buche von Dehio nachlesen möge. Sein Ruhm als höchster Turm aber wäre ihm beinahe zum Verhängnis geworden, wenn ihn nicht jetzt die Aufmerksamkeit des deutschen Münsterbaumeisters Knauth in Verbindung mit deutschem Bauingenieurwesen gerettet hätte.

## III. Zerstörung und deren Ursachen.

Der Mittelschiffpfeiler B nächst dem inneren Turmpfeiler A (Abb. 4 u. 5), der wie alles übrige Mauerwerk aus Quadersandstein bestand, zeigte eine Zerstörung durch Risse und Ausbrengungen, welche seit langem bekannt und wiederholt ausgebessert worden waren. Seit 1903 konnte durch genaue Beobachtungen ein sehr langsames Wachsen der Risse festgestellt werden, was 1907 den Anlaß gab, den Mittelschiffpfeiler

mit nachspannbaren eisernen Bändern auf zwischengelegten Holzklötzen zu umschnüren.

In Kapitellhöhe des Seitenschiffes war dieser 25 mm nach dem Mittelschiff zu und in Kapitellhöhe des Mittelschiffes um 140 mm nach außen aus dem Lot gewichen, und die Ka-

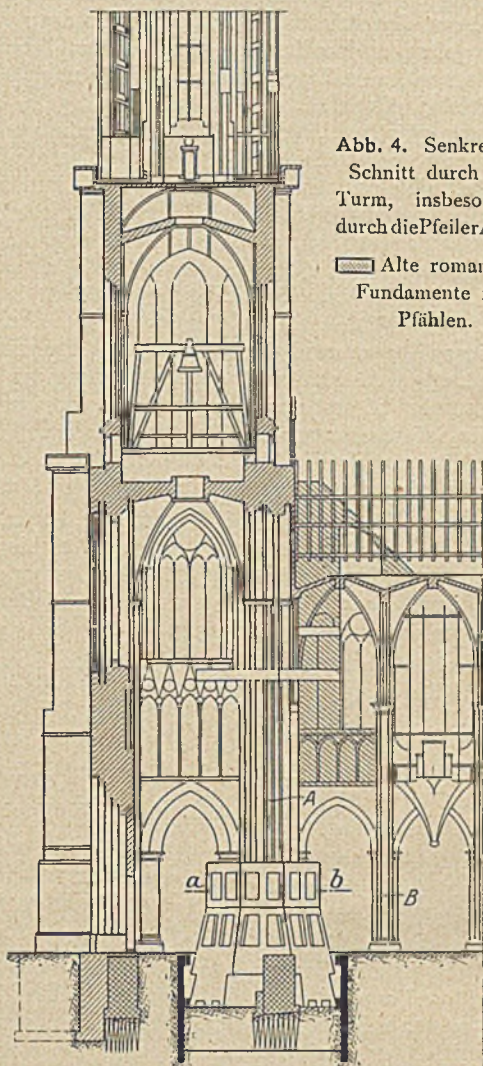


Abb. 4. Senkrechter Schnitt durch den Turm, insbesondere durch die Pfeiler A u. B.

Alte romanische Fundamente mit Pfählen.

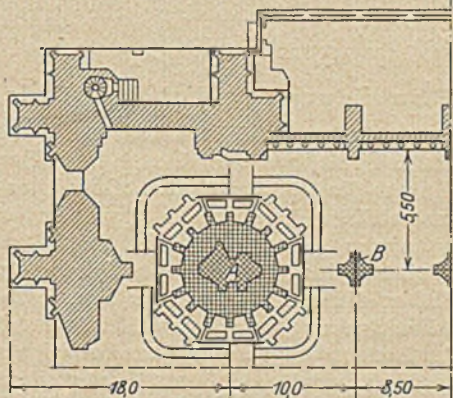


Abb. 5. Schnitt a—b zu Abb. 3.

der Sohle der Grundmauern stand. Die Pfähle sind heute sämtlich verfault. Nach einer Untersuchung aus dem Jahre 1666 waren die Pfähle schon damals verfault und stand das Grundwasser auf 8 m; heute steht das mittlere Grundwasser auf 8,5 m unter Kirchenfußboden. Falsch ist, daß die Pfähle „in jüngster Zeit“, wie man in Pariser Zeitungen schrieb, vermodert seien, ebenso, daß die Illeregulierung an der Senkung des Grundwassers schuld sei. Trotz der erwähnten Mängel war infolge der ausreichenden Tragfähigkeit der Letteschicht die durchgehende Grundmauer der Schiffspfeiler ziemlich unverseht, da die Lastverteilung eine sehr große war.

Der erste Schiffspfeiler ist vielmehr im wesentlichen deshalb gesunken und gerissen, weil er durch den Turm eine erhebliche Mehrbelastung erhielt als die übrigen Pfeiler, und zwar durch einen Strebepfeiler, welcher sich zur Hälfte exzentrisch auf den Gurtbogen zwischen Turm- und Schiffspfeiler setzte (Abb. 6). Dieser Strebepfeiler übertrug infolge ungleicher Sackung der vier Turmpfeiler erhebliche Lasten auf den Schiffspfeiler, für die er in keiner Weise widerstandsfähig genug war. Durch Professor Glöckner in Straßburg sind diese Zustände genauen statischen Berechnungen unterworfen, die 1909 vom Geheimrat Professor Dr.-Ing. Th. Landsberg

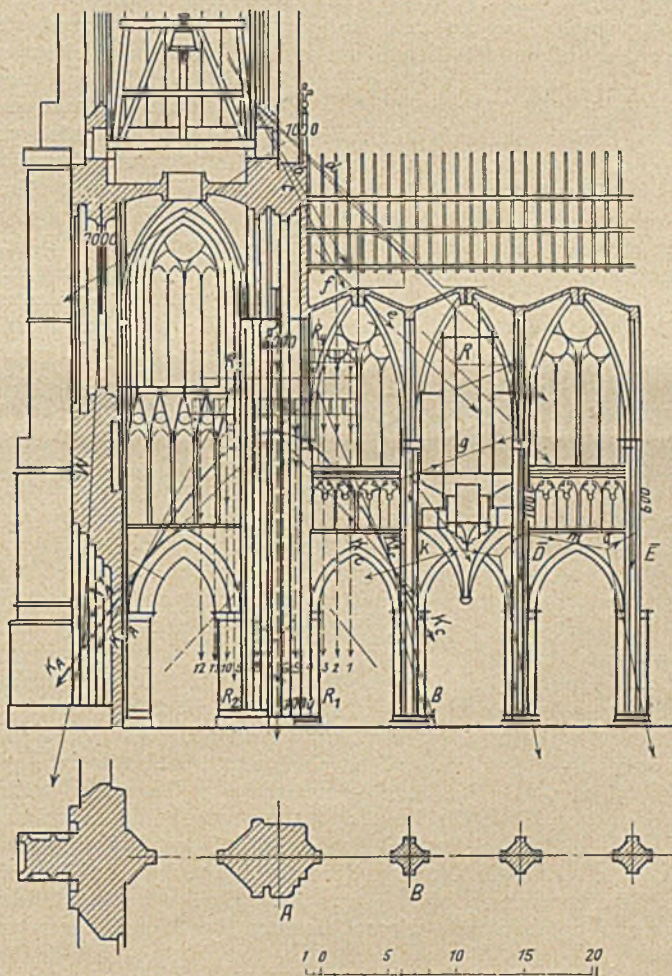


Abb. 6. Statischer Nachweis der Übertragung der Last des abgesunkenen Pfeilers A auf den Schiffspfeiler B durch Überbrückung.

pitellhöhen waren gegenüber den übrigen Schiffspfeilern um 72 mm gesunken. Die Grundmauern des jetzigen Münsters stammen, wie oben dargelegt, aus dem Anfang des XI. Jahrhunderts von der romanischen Basilika her. Die Schiffspfeiler stehen auf einer Grundmauer von 5,5 m Tiefe, deren Sohle auf sandiger Lette ruht, während darunter eingerammte Pfähle auf sandiger Spitze 2,5 m tief in einer Kiesschicht stecken. Da diese hier etwa 2,5 m unter der Lette beginnt, ist anzunehmen, daß man damals die Kiesschicht des Wasserandranges wegen nicht freilegen konnte, daß also das Grundwasser in der Nähe

und Wirkl. Geheimen Oberbaurat Dr. H. Zimmermann nachgeprüft wurden und ergaben, daß die Resultierende aller Kräfte ganz bedeutend aus dem Kern des Schiffspfeilers herausgeht. Abb. 5 zeigt den Verlauf der Drucklinie beim Versagen des einen Turmfundamentes. Trotzdem der Sandstein eine Bruchfestigkeit von über 600 kg/cm<sup>2</sup> hat, sind die Kantenpressungen durch die exzentrische Lage der Kräfte so gewaltig, daß die Zerstörungerscheinungen sich erklären lassen. Bei dem jetzt erfolgten Abbruch hat sich ergeben, daß eine entsprechende innere Zerstörung des Mauerwerks vor sich gegangen ist. Das ist

ein weit sichtbares Zeichen für den Wert der genauen statischen Untersuchung für die Standsicherheitsfragen alter Bauwerke. Bei der weiteren Forschung nach der Ursache dieser Erscheinungen mußte es aber auffallen, daß der gegenüberliegende erste Pfeiler auf der Südseite ebenfalls Mehrbelastungen durch Turmstrebe Pfeiler und andere Bauteile erhielt, ohne daß die Werksteine zerstört wurden, wenn sie auch sehr eng gepreßte Fugen aufwiesen. Die Grundursache der Schäden konnte also in der Belastung an sich nicht liegen. Sie mußte in der ungenügenden Gründung des südöstlichen Pfeilers des Nordturms gesucht werden und ist auch durch Knauths sorgfältige örtliche Untersuchungen hier gefunden. Er berichtet darüber folgendes:

„Den Kern der Fundamente bildet auch hier ein anscheinend älteres Mauerquadrat in derselben Technik wie die bereits beschriebene Fundamentmauer der Schiffspfeiler, mit welcher derselbe in Verband steht. Eine ähnliche Mauer zieht sich auch unter dem Bogen hin, der das Gewölbe zwischen den beiden Türmen vom Mittelschiffsgewölbe trennt. Da diese älteren Fundamente des Turmes anscheinend ursprünglich einen Bau von geringeren Abmessungen als der jetzt vorhandene zu tragen hatten, sind da, wo es erforderlich schien, Verstärkungen in geschichtetem Bruchsteinmauerwerk angefügt worden, so an den Außenseiten des Turmquadrats, unter den äußeren Strebe Pfeilern und auch unter dem inneren Turmpfeiler an dessen Nordwestecke. Während das ältere Mauerwerk eine Tiefe von rd. 5,80 m erreicht und auf der bereits erwähnten auch hier ursprünglich durch Pfähle verdichteten Letteschicht aufsitzt, sind die jüngeren Verstärkungen bis auf eine Tiefe von rd. 6,50 m hinabgeführt<sup>1)</sup>. Aber auch diese Fundamentteile lagern nicht auf der noch rd. 1,50 m tiefer anstehenden Kiesschicht auf, vielmehr scheint der Boden durch vorheriges Stampfen unter Hinzugabe von Ziegelbrocken und Kohlen für die Aufnahme der Last vorbereitet worden zu sein. Demgemäß ruht also der innere Turmpfeiler der Hauptsache nach auf einer Kreuzung der älteren Fundamentmauern (Abb. 7). Eine das ältere und jüngere Mauerwerk überlagernde Quaderschicht krägt an der Südseite, wo die Fundamentverstärkung fehlt, in einer Ausladung von rd. 2 m zur Aufnahme des breiteren aufgehenden Turmpfeilers vor. Unterhalb dieser konsolartigen Übermauerung beobachtet man eine schwarze Bodenschicht von rd. 20 cm Höhe, die stellenweise 1,50 bis 2,50 m tief in das Mauerwerk hineinreicht, während an einzelnen Stellen inselartige Erhöhung des älteren Mauerwerks die sonst unterbrochene Druckübertragung vermittelt<sup>2)</sup>. Da die Bodenschicht selbst nicht wesentlich zusammengepreßt ist und als tragend nicht angesehen werden kann, verringert sich die Druckfläche um mehr als ein Drittel. Die Kreuzung der älteren Fundamentmauern ist daher nicht nur in der Ausdehnung des darauf lagernden Pfeilers an den vier Armen von den anschließenden Mauerzügen abgetrennt, vielmehr ist auch innerhalb dieser der Verband an mehreren Stellen durch breite, in der ganzen Höhe des Fundamentmauerwerks durchlaufende Risse gelöst. Die belastete Bodenfläche ist somit äußerst gering geworden, und die Baugrundpressung beträgt 13 kg/cm<sup>2</sup>, eine Beanspruchung, welche das Zulässige, wie eine Probebelastung ergeben hat, um mindestens das Neunfache übersteigt.“

Geschichtlich ist dieser Befund dahin zusammenzufassen, daß die aus dem Anfang des 11. Jahrhunderts stammenden Fundamente beim Bau der beiden Türme im 13. Jahrhundert in unzulässiger Weise ergänzt und benutzt worden sind, was gerade für die inneren Turmpfeiler bald zutage getreten sein und Anlaß zur Anordnung der ungünstigen Strebe Pfeiler am

1) Vermutlich dank dem inzwischen gesunkenen Grundwasser. D. Verf.

2) Die hierin liegenden verhängnisvollen Maßnahmen können als eine aus falschen Überlegungen und ungenügenden Erfahrungen entstandene Stümperei angesehen werden. Böser Wille (Mogelei) erscheint ausgeschlossen. Jedenfalls ist diese Maßnahme bei der Turmgründung von baugeschichtlich hoher Bedeutung. D. Verf.

Turm über den Bogen zum Schiffspfeiler gegeben haben mag, durch welche auch das erste hohe Schiffsfenster zur Hälfte geschlossen wurde (s. Abb. 4 u. 6). Statisch ungünstig wirkte auch die spätere Entfernung der Verbindungsmauer zwischen den beiden inneren Turmpfeilern zur Verlängerung des Mittelschiffes und andere weniger wichtige Lastzugaben. Ende des 14. Jahrhunderts ist dann der Erwinsche Entwurf mit zwei kleineren Türmen aufgegeben und unbedenklich auf dem längst überlasteten Fundament, zum Unglück auch gerade noch über dem Nordturm mit den dargestellten Fundamentmängeln, der eine 1,42 m hohe Turmerrichtet. Da also für die Last des inneren Turmpfeilers von etwa 10 000 t eine genügende Stützfläche nicht vorhanden war, hat sie sich zum großen Teil auf die benachbarten Pfeiler verteilt. Drei von diesen sind Turmpfeiler und konnten die Mehrbelastung aufnehmen. Der vierte ist der erste Schiffspfeiler der Nordwand, und dieser ist der Mehrbelastung nicht gewachsen, was durch das verschiedene Verhalten der beiden gegenüberstehenden Mittelschiffspfeiler in der Nord- und Süd- wand als bewiesen angenommen werden kann. Begonnen haben wird die Zerstörung wohl bald nach der Vollendung des Turmes, aber der Baugrund wird erst nachgegeben haben infolge Faulens der Holzpfähle bei Senkung des Grundwassers und bei allmählicher Zerdrückung des Erdreichs an den Wänden der hohlen Pfahllöcher, die sich tatsächlich mit Lehm gefüllt haben.

Der überlastete innere Turmpfeiler auf der Kreuzung der alten romanischen Fundamente ist soweit gesackt, bis sich das obere Mauerwerk mit der Verstrebung zu den Arkaden gewölbeartig spannte und einen Teil der Turmlast auf den ersten Schiffspfeiler stark exzentrisch übertrug.

Das ist der Gefährzustand, in dem sich das Straßburger Münster seit Vollendung des Nordturmes bis in unsere Tage befunden hat. Knauth hat ihn geklärt und 1908 dafür zunächst Sorge getragen, daß auch noch eine solide Einrüstung der Bögen, welche auf dem Schiffspfeiler B aufruheten, durchgeführt wurde. Wäre das nicht erfolgt, so hätte ein wirklich eingetretener Erdstoß schon vielleicht eine Katastrophe hervorgerufen. Jedenfalls hatten sich die Risse dabei um 2 cm verlängert.

Der Südturm ist unvollendet geblieben und die richtige Antwort auf die Frage warum, dürfte nach vorstehender Darstellung nicht schwer fallen. Zu keinen Zeiten hat man sich eben bei den dauernden Sorgen um den Nordturm getraut, mit der fehlenden Turmspitze noch den Südturm zu belasten. Die Kunsthistoriker nehmen, ohne sich auf Dokumente stützen zu können, freilich an, daß die Ausführung des Nordturmes dem Wunsch des in die Höhe strebenden Bürgertums genügte, und daß finanzielle Schwierigkeiten die Ausführung des zweiten Turmes verhindert haben.

#### IV. Planbildung für die Neugründung.

Von den verschiedenen Möglichkeiten zur Verstärkung des Turmpfeilerfundamentes, welche Knauth zur Erwägung gebracht hat, haben die oben erwähnten Gutachter Landsberg und Zimmermann die weitgreifendste empfohlen, nämlich die Herstellung eines gesunden bis zum tragfähigen Kies hinabreichenden Fundamentkörpers von solcher Anordnung, daß er die ihm zukommende Last selbst zu tragen imstande sei. Die Senkung des Turmpfeilers, entstanden durch Nachgeben des Bodens unter ihm, müsse beseitigt und es muß dafür Sorge getragen werden, daß der Turmpfeiler in Zukunft wirklich trägt. Dann erst sei der erste Schiffspfeiler in der Nordwand zu erneuern. Um diese äußerst schwierige Aufgabe durchzuführen, hat die Stadt Straßburg 1910 die vier bekannten Baufirmen Th. u. E. Wagner A.-G.<sup>1)</sup>, Ed. Züblin u. Co.<sup>2)</sup>, Dyckerhoff u. Widmann A.-G. und Wayß u. Freytag A.-G. zur Be-

1) Verfasser dieses Vorentwurfes war Geh. Rat Prof. Dr. S. Müller, Berlin, von dem der Vorschlag der Druckpressen stammt.

2) In dem Züblinschen Vorentwurf war die Abstützung durch Eisenbetonummantelung bereits vorgeschlagen. Hierbei und bei der weiteren Entwurfsbearbeitung ist Dr.-Ing. Wuerst von der Firma Züblin tätig gewesen.

arbeitung von Vorentwürfen aufgefordert und nach deren Prüfung beschlossen, unter Mitwirkung der beiden Straßburger Ingenieure Th. Wagner und Ed. Züblin durch den Münsterbaumeister Knauth die für die Ausführung maßgebenden Entwürfe bearbeiten zu lassen und den Bau in Selbstverwaltung auszuführen. Im Frühling 1915 waren einige wichtige Vorarbeiten und die Entwürfe fertiggestellt und mir war es vergönnt, darin zur örtlichen, praktischen und theoretischen Prüfung des gesamten Bauvorhabens herangezogen zu werden.

Die baulichen Vorarbeiten der Jahre 1910 bis 1914 bestanden in folgenden einwandfrei durchgeführten, z. T. bereits erwähnten Maßnahmen: Um den Schaft des beschädigten ersten Mittelschiffpfeilers waren bereits früher Eisenringe gespannt, wodurch dem weiteren Auseinanderspalten entgegen gewirkt werden sollte. Tatsächlich hat sich hierdurch die Rissebildung erheblich verlangsamt. Kräftige Holzunterbauten von ganz ungewöhnlichen Abmessungen waren ferner unter alle Bogen, welche vom gesunkenen Turmpfeiler und beschädigten Schiffspfeiler ausgehen, gestellt. Die Stützen standen auf Schraubenböcken und Keilen, um beim Schwinden des Holzes durch Nachstellen eine feste Anpressung gegen die Bogen zu sichern. Dadurch ist eine vorläufige Entlastung der gefährdeten Pfeiler herbeigeführt. Sodann wurden die beschädigten Grundmauern bis zur Sohle freigelegt und die berüchtigte schwarze Bodenschicht zwischen altem und jüngerem Fundamentmauerwerk durch Stampfbeton ersetzt und die Risse und Hohlräume sowie die eingetriebenen Bohrlöcher im Fundament mit dünnem Zementmörtel unter 6 bis 8 at Druck ausgefüllt.

Dadurch waren die inneren Schäden des alten Mauerwerks und die hieraus drohenden Gefahren beseitigt. Weiter wurde zur Sicherung gegen Ausweichen des Bodens unter den Nachbarfundamenten bei späterer Tieferführung der neuen Grundmauern eine die ganze Baugrube umschließende, mit dem alten Fundamentkreuz in Verbindung gebrachte Wand aus 42 cm starken Eisenbetonpfählen hergestellt, welche 3 m unter die neue Fundamentsohle reichen und durch Ringträger am Kopf und auf einer Zwischenhöhe unter sich und mit den Mauern verbunden sind (Abb. 3, 4, 10 u. 11). Die freiliegende Kies-schicht wurde mit Hilfe von Preßluftschlämmern bearbeitet, und ihre Löcher und Hohlräume wurden mit Zementmilch unter 6 bis 8 at Druck ausgepreßt, um eine Versteinerung des Kiesbodens und untere Versteifung der Baugrubenwand zu erreichen. Der Versuch, den Untergrund des alten Fundamentes mit den Pfahlöchern in gleicher Weise zu versteinern, ist jedoch wegen seiner lehmigen, holzmodrigen, zerfallenen Beschaffenheit nicht gelungen. Endlich waren zwecks genauester Beobachtung der Höhenbewegungen bis auf  $\frac{1}{100}$  mm während der Ausführungsarbeit in drei verschiedenen Höhen Einrichtungen nach Art der Seismographen angebracht, die oberste in Höhe der Pfeilerschwerpunkte, die mittlere etwa in Höhe der Kapitale der Mittelwand, die untere unmittelbar über der Abfangvorrichtung.

Zur dauernden Beseitigung der Schäden sollte man das neue Fundament bis auf den Kies in derartigen Abmessungen heranzuführen, daß weitere Setzungen nie wieder eintreten können. (Fortsetzung folgt.)

## DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUES IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 302.)

### 3. Einige schlechte Erfahrungen.

Neben den im vorangehenden Abschnitt erwähnten Beobachtungen möge über einige schlechte Erfahrungen bei ausgeführten Eisenbetontalsperren berichtet werden, die nicht etwa gegen die Bauweise sprechen, sondern weil man wertvolle Folgerungen daraus ziehen kann.

Das Beispiel in Abb. 10d und e (Grundriß, Ansicht und

Schrägrissen bemerkbar. Da keine Eisenbewehrungen vorgesehen waren, sind die Risse stark sichtbar. Das Fehlen jeglicher Eisen ist, wie mir berichtet wurde, darauf zurückzuführen, daß der entwerfende Ingenieur, der sich um die Einführung der aufgelösten Eisenbetontalsperren große Verdienste erworben hatte, wohl gutes konstruktives Gefühl hatte, daß ihm aber die theoretischen Grundlagen fehlten, die notwendig

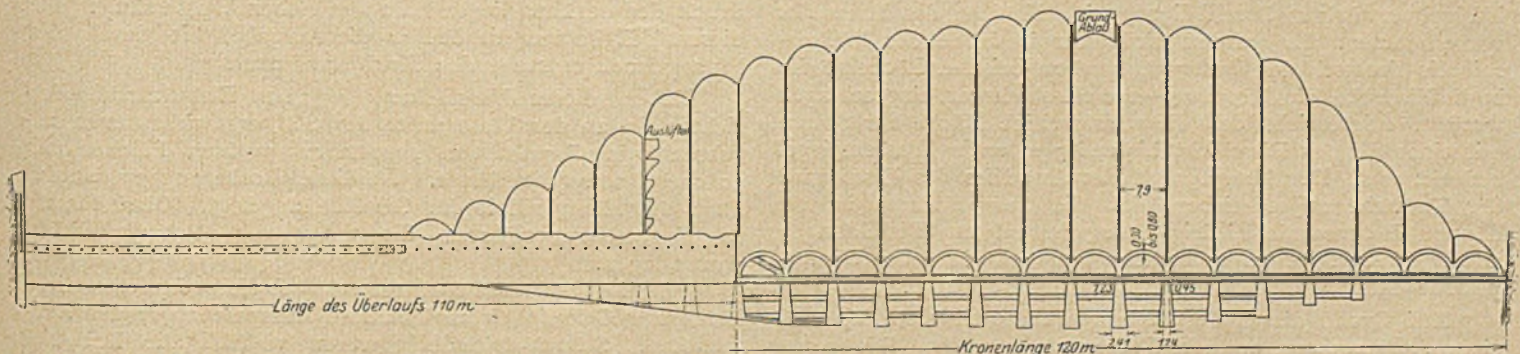


Abb. 10 d. Grundriß einer Eisenbetontalsperre.

verschiedene Schnitte einer Eisenbetontalsperre) zeigt Rissebildungen in den Pfeilern, die sofort auf Hauptzugspannungen hinweisen (Abb. 11e).

Die Sperre ist 39 m hoch; der Abstand der Pfeilerachsen beträgt 7,3 m. Die Gewölbstärke wechselt von 75,5 cm an der Basis bis zu 30 cm an der Krone. Die Gesamtlänge der Gewölbereihensperre ist ohne den anschließenden Teil des Überlaufs 175 m. Die wenigen Versteifungsbalken sind meist nach der Luftseite verlegt, und starke Endversteifungsstreben sind vorgesehen.

Die Wirkung der Hauptzugspannungen in den Pfeilern, auf die besonders Kammüller hingewiesen hat, macht sich in

sind, um die Notwendigkeit der schrägen Bewehrung in den Pfeilern zu erkennen.

Handelt es sich bei diesem Beispiel um einen Konstruktionsfehler, so ist in dem folgenden Falle mangelhafte Ausführung die Ursache von unerfreulichen Erfahrungen.

Die in der Zusammenstellung auf S. 282 erwähnte Gem Lake Sperre wurde vor 9 Jahren in 2700 m ü. M. erbaut. Der Gründungsverhältnisse und Kosten wegen wurde diese als aufgelöste Eisenbetontalsperre ausgeführt. Sie besteht aus 16 Bogenöffnungen von 12 m Spannweite. Die Kronenlänge beträgt 200 m, die Maximalhöhe 25 m, bis zur Gründungssohle 34 m. Die Stärke der unter 50° geneigten Gewölbe ist 120—130 cm. Die

zulässigen Spannungen hielten sich beträchtlich unter denen ähnlicher Sperren.

Die Gewölbe waren mit einem Spritzbewurf 1:2 in einer Stärke von 6—9 mm verkleidet. Die ersten 2 Jahre nach der Füllung zeigten sich geringe Sickerwassermengen an der Luftseite der Gewölbe, die von Jahr zu Jahr zunahm. Im dritten

Oberfläche zerstört, sondern es hat auch die Festigkeit des Materials im Gewölbe selbst gelitten.

Der Grund, warum die Zerstörung auf die mittlere Zone beschränkt ist, wird der Tatsache zugeschrieben, daß zur Zeit der niedrigsten Temperaturen der Wasserspiegel auf 10 m oder mehr unter der Krone gefallen war und gleichzeitig Schneemassen die Wasserseite des Gewölbes bedeckten. Die obere beschädigte Zone entspricht dem Winterwasserspiegel.

Untersuchungen an 2 Proben in den oberen 10 m des Bauwerks ergaben eine Druckfestigkeit von 130—150 kg/cm<sup>2</sup>. Der Beton im Mischungsverhältnis 1:2:4 bestand aus Schotter in 3 Korngrößen abgestuft. Seesand wurde mit Gesteinsand gemischt im Verhältnis 1:3.

Die wiederholten Ausbesserungen, die in der Weise erfolgt waren, daß die Risse und einzelnen Fugen mit Spritzbeton ausgegossen wurden und die ganze Oberfläche nachher verputzt wurde, hatten keinen dauernden Erfolg. Deshalb entschloß man sich im letzten Jahr zu dem drastischen Mittel, die aufgelöste Sperre durch eine Schweregewichtsmauer zu ersetzen. Diese wurde hinter den Gewölben bis 10 m unterhalb der Krone des Bauwerks gegossen. Der neue Querschnitt war

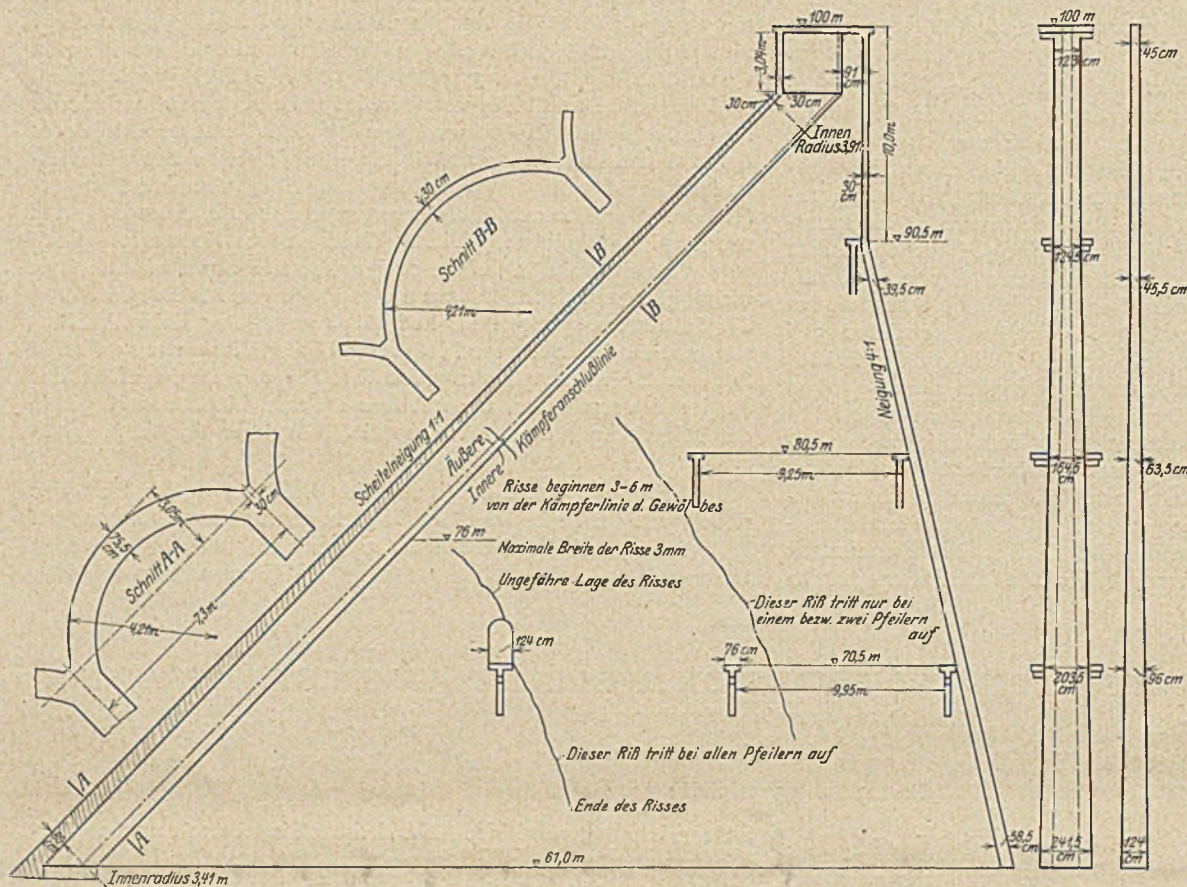


Abb. 10 e. RiBbildungen in den Pfeilern einer Eisenbetontalsperre.

und vierten Winter wurden Zerstörungerscheinungen durch Frost festgestellt. Bei der Prüfung im nächsten Winter wurde infolge verstärkter Beschädigung eine Prüfung des Bauwerks vorgenommen. Es wurden nicht nur in Höhe des Wasserspiegels Frostschäden bemerkt, sondern bei den Löchern, die in die Eisdecke, die damals 75—100 cm stark war, eingeschlagen wurden, zeigte sich, daß die wasserseitige Fläche der Sperre mit einer dünnen Eisschicht bis auf 3 m unter Wasserspiegel bedeckt war. Der Hauptgrund des Angriffes des Eises wird der Tatsache zugeschrieben, daß die Temperaturen in der dünnen Betonschale niedrig genug waren, um Eisbildungen an der Wasserseite zu verursachen, so daß in jeder Winterperiode dadurch eine neue Schicht zerstört wurde.

Auf Grund dieser Feststellung wurde der erste Versuch einer Ausbesserung an der Wasserseite gemacht. Die ganze Oberfläche wurde sorgfältig untersucht, und wo immer Risse sich zeigten, wurde mittels Preßluftmeißel der beschädigte Beton entfernt. Dies war ziemlich kostspielig, da der Beton in einer Tiefe von 20 cm über beträchtliche Flächen entfernt werden mußte. Die entfernten Stellen wurden durch frischen Beton ersetzt, für dessen Verbindung mit dem alten Beton entsprechende Vorkehrungen getroffen wurden. Darauf war die Sperre für kurze Zeit wasserdicht. Aber neue Fröste verursachten neue Zerstörungen.

Bei dem tiefen Wasserstand des Winters 1924 zeigte eine Prüfung des Bauwerks, daß für ungefähr 10 m unterhalb der Krone der Beton sich noch in ausgezeichnetem Zustand befand; ebenso in einem Abschnitt am Fuße des Gewölbes. Die Zone zwischen diesen beiden Abschnitten war nicht allein an der

stärker als der Querschnitt, den man von vornherein entworfen hätte, und genügte auch für den zusätzlichen Wasserdruk der darüber liegenden 10 m hohen Wassersäule. Für diesen Teil hatten die Pfeiler die Aufgabe, die durch den Wasserdruk entstehenden Kräfte aufzunehmen.

Neben dieser Verstärkung wurden Entwässerungsvorrichtungen an der Wasserseite der Schweregewichtsmauer angebracht in Gestalt von gegossenen porösen Blöcken mit 30 cm<sup>2</sup> Querschnittsfläche. Ähnliche Vorkehrungen wurden längs der Kämpferlinie der Gewölbe angelegt. Diese führten zu Entwässerungsröhren, die unter dem Schweregewichtsdamm lagen.

Wie nicht anders zu erwarten war, gab diese nicht erfreuliche Erfahrung Gelegenheit zu lebhaften Aussprachen in den Zeitschriften. Selbstverständlich wurde vielfach die Bauweise als Ursache der Zerstörungen angesehen. Man bedachte dabei nicht, daß das gleiche auch bei einer schlecht ausgeführten Schweregewichts- oder Bogenmauer hätte vorkommen können. Die eigentliche Ursache scheint nach verschiedenen Feststellungen einerseits in dem mangelhaft ausgeführten Gußbeton zu liegen, andererseits auch in der Verwendung von sehr viel staubfeinem Sand. Dadurch wurde eine sehr große Porosität des Betons herbeigeführt. Die weitere Folge war eine große Wasserdurchlässigkeit, die wegen der verhältnismäßig schwachen Konstruktionsteile sich in verstärktem Maße bemerkbar machen mußte. Hierzu kam noch die Frostwirkung, die vollends zu den geschilderten Zerstörungen führen mußte.

Ende Juni 1925 hatte der Verfasser Gelegenheit, ein Beispiel der Zerstörung einer Eisenbetontalsperre in der Nähe

von Salt Lake City kennenzulernen. In Abb. 11a sind in den Bögen weit sichtbare Rillen zu bemerken. Diese sind auf Auswaschungen des sehr mangelhaft ausgeführten Gußbetons zurückzuführen. Der Beton war so schlecht, daß man mit der Hand einzelne Stücke am Bogen herausbrechen konnte. An andern Stellen war die Betondeckschicht abgeblättert, und die 5 mm starken Drähte des Drahtgeflechtes waren vollkommen durchgerostet. Ähnlich wie bei einem andern Falle bildeten sich Risse in den Pfeilern und setzten sich unten im Bogen fort. Diese Risse wurden von amerikanischen Fachleuten z. T. auf Temperatur, z. T. auf Schwindwirkungen zurückgeführt. Als ein anderer Mangel wurde festgestellt, daß die Pfeiler nicht für sich vollständig hergestellt waren, bevor die Gewölbe in Angriff genommen wurden, sondern daß beide gleichzeitig schichtenweise hochgeführt wurden. Im allgemeinen wird bevorzugt, daß man die Pfeiler zuerst herstellt und ihnen Gelegenheit zu Setzungen gibt, bevor die Gewölbe in Angriff genommen werden. Festzustellen ist, daß die Zerstörung im Frühjahr 1925 so weit vorgeschritten war, daß an Maßnahmen gedacht werden mußte.

Gleichzeitig mit den Wiederherstellungsarbeiten wurde die der Wasserversorgung dienende Eisenbetontalsperre verstärkt und vergrößert, um den wachsenden Bedürfnissengerecht zu werden. Die Verstärkungsarbeiten wurden nach den Vorschlägen des früher genannten Ingenieurs Noetzi in folgender Weise ausgeführt, wie dies in den Abb. 11c bis e ersichtlich ist.

Die Länge der verstärkten Sperre beträgt 170 m mit 10,7 m breiten Öffnungen. Die Erhöhung um 12 m steigert die Gesamthöhe der Sperre auf 36 m.

Bevor an die neuen Arbeitenschritten wurde, hat man den schlechten Beton aus den Gewölben entfernt und ihn durch Spritzbeton ersetzt. Ferner wurden in den Gewölben bei den Verstärkungen Eiseneinlagen vorgesehen, ebenso wie in den Pfeilern. (Siehe Abb. 11d.)

Mit der Erhöhung sollte infolge der konstruktiven Durchbildung des ganzen Bauwerks, die bei dem ersten recht mangelhaft war, die Sicherheit des z. T. aus minderwertigem Material bestehenden Bauwerks erhöht werden. Die Pfeiler wurden durch eine Anzahl von bewehrten Versteifungsbalken, die als Eisenbetonrippenbalken ausgebildet sind, sowie durch bewehrte Versteifungstreben am luftseitigen Pfeilerrand gesichert. Hierzu kam noch die aus der Abbildung ersichtliche kräftige Bewehrung der Pfeiler. Dadurch wurde bei einem Hauptbestandteil des Bauwerks den wirklichen Verhältnissen besser Rechnung getragen. Ein etwaiger Einbruch in einem Ge-

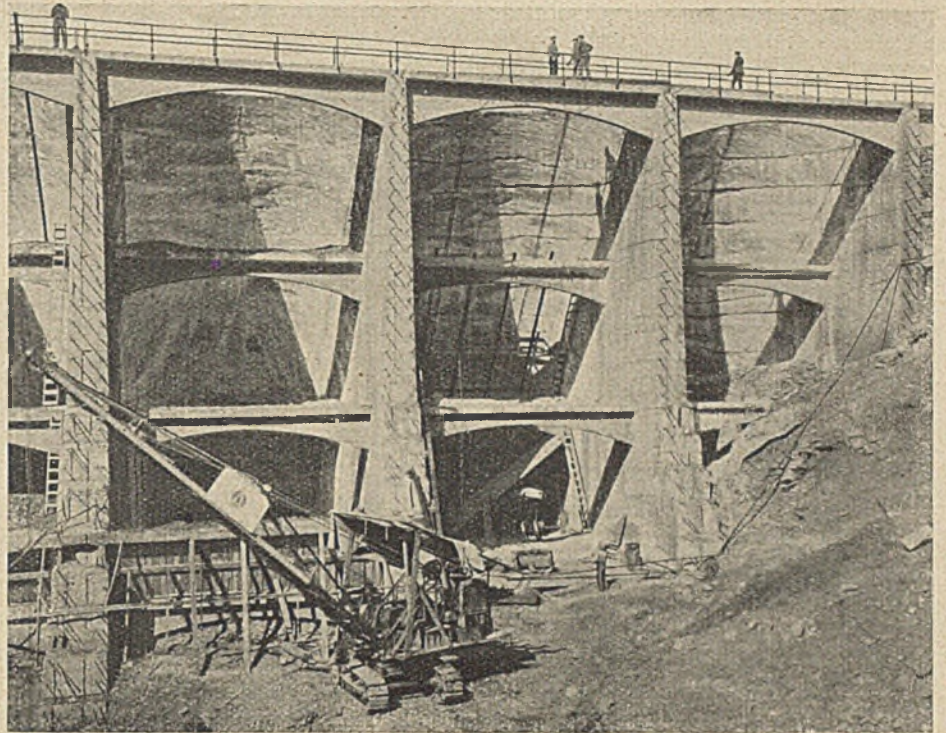


Abb. 11a. Zerstörungen an einer Eisenbetontalsperre.

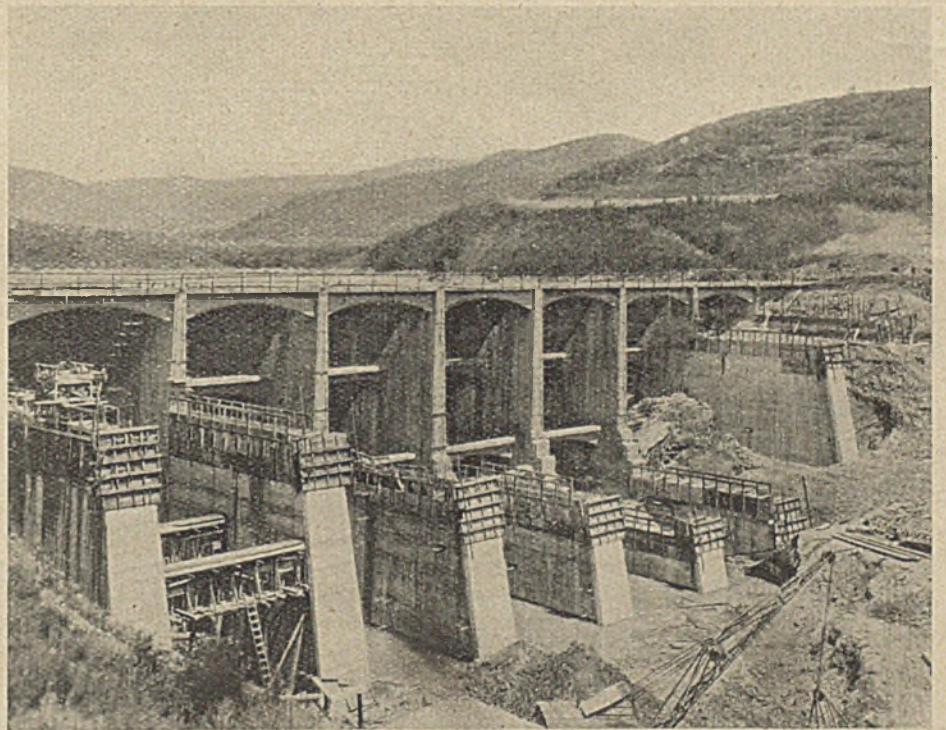


Abb. 11 b. Verstärkung und Vergrößerung.

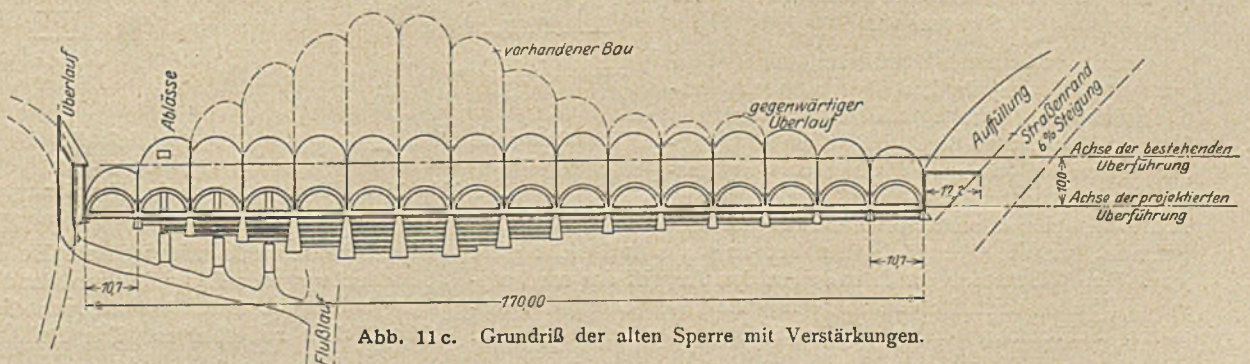


Abb. 11c. Grundriß der alten Sperre mit Verstärkungen.

wölbe hätte somit auch nicht den Bestand des ganzen Bauwerks in Frage gestellt. Der kräftig ausgebildete Ansatz der neuen Gewölbe, wie er in der Zeichnung dargestellt ist, wirkt gleichfalls versteifend. Ferner wurde dafür gesorgt, daß die Eisenbewehrung an den Ansatzstellen entsprechend gesichert wurde. Bei den Gewölben geschah dies durch besondere Verankerungseisen in der Richtung der Gewölbeachse sowie durch besondere Eisen an dem Übergang des alten zu den neuen Gewölben.

An den inneren Kämpferrändern wurde an den Pfeilern auf eine große Länge das minderwertige Material entfernt

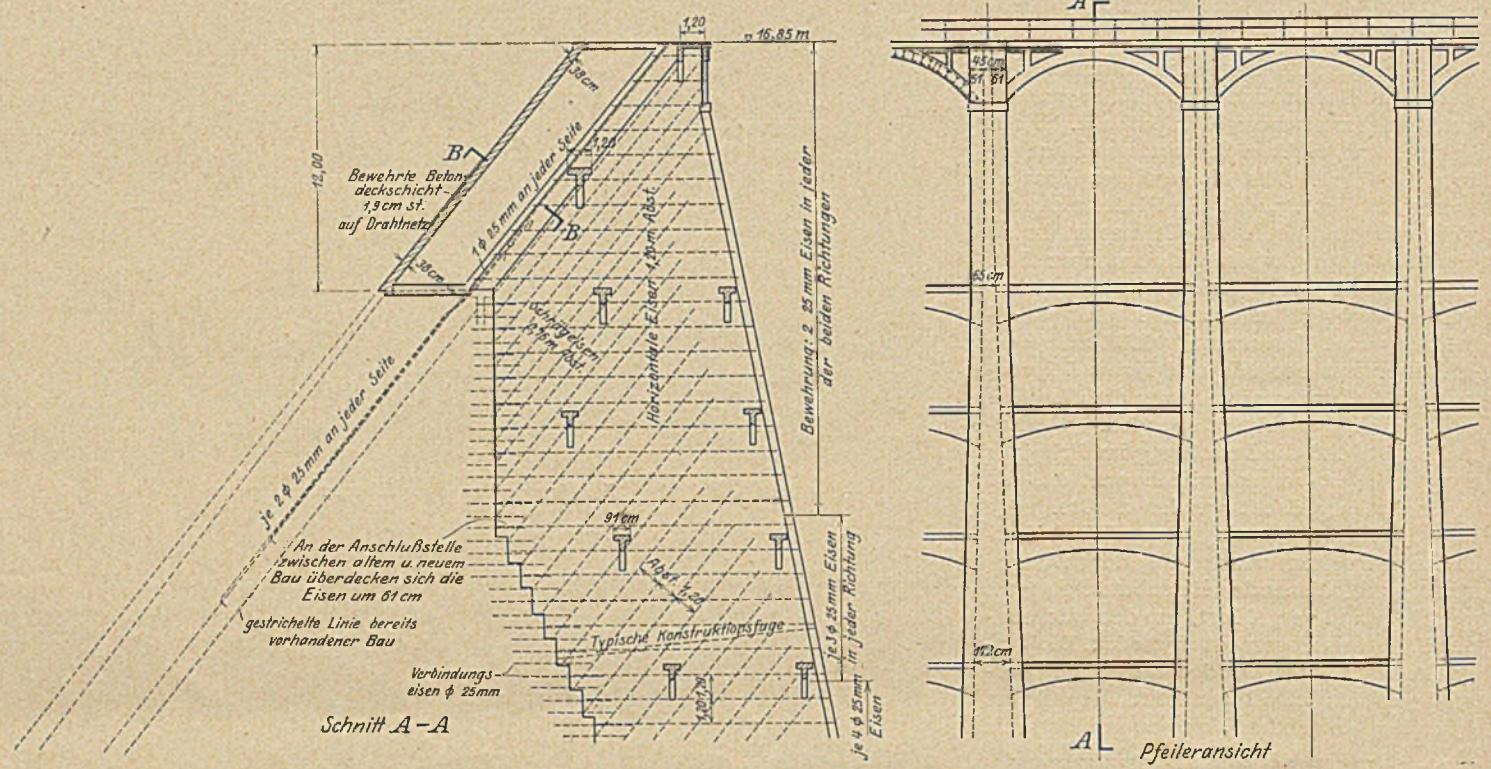


Abb. 11 d. Verstärkungen einer Eisenbetontalsperre.

und durch neues ersetzt. Es wurde durch besondere Eiseneinlagen mechanisch an das ältere Bauwerk verankert. (Weitere Einzelheiten der Verstärkung sind aus Abb. 11 e zu ersehen.)

Hier sind einwandfrei als Ursachen der Zerstörungen sowohl das sehr schlechte Material als auch verschiedene konstruktive Mängel festgestellt worden. Immerhin ist es beachtenswert, daß das Bauwerk in diesem Zustand 8 Jahre Bestand hatte und den Zwecken dienen konnte, für die es gebaut war. Ein Beweis dafür, daß man selbst bei schlechten Konstruktionen mit einwandfreiem Material, wenn auch nicht für die Dauer, Sicherheiten schaffen kann.

4. Beton- und Eisenbetonbauten im Seewasser.

An verschiedenen Bauwerken, die im Seewasser aus Beton oder Eisenbeton erstellt wurden, sind wiederholt Angriffe oder Zerstörungen festgestellt worden, die Anlaß gaben zu Untersuchungen an größeren Proben und an ausgeführten Bauwerken. Im allgemeinen hat man wie bei uns schlechte Erfahrungen dort gemacht, wo die Oberfläche des Betons porös und nicht glatt war. Der Widerstand ist dann gegen den Angriff der mechanischen (Wellen-) Kräfte ebenso gering wie gegen chemische Angriffe. Schlimmer werden die Zerstörungen, wenn es sich um

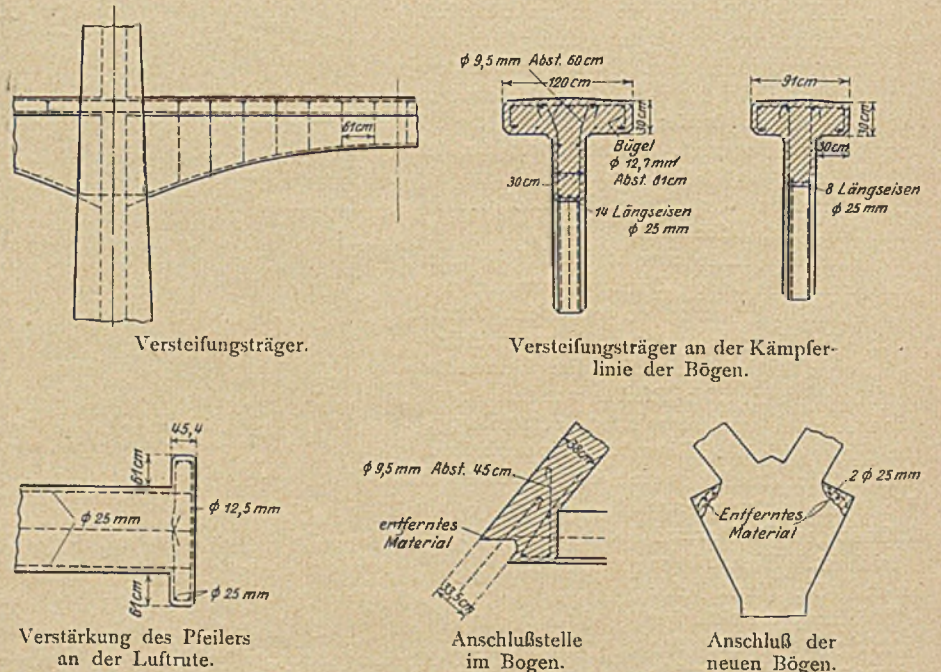


Abb. 11 e. Einzelheiten von den Verstärkungsmaßnahmen.

Eisenbetonbauteile mit porösem Beton und nicht genügender Überdeckung der Eiseneinlagen handelt. Bekanntlich wendet man bei uns Traßzusätze an, um dichten Beton mit glatten Oberflächen zu erhalten. Die Erfahrung scheint bisher eine



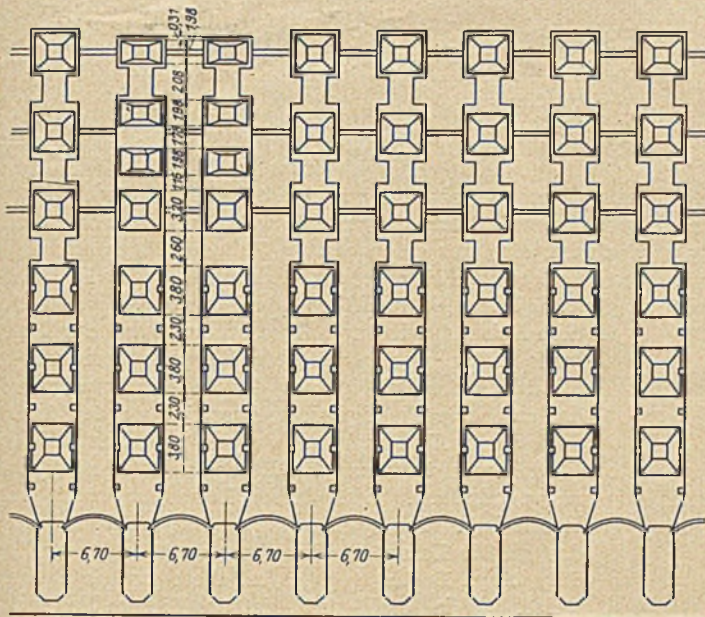


Abb. 12 a. Fundamentplan.

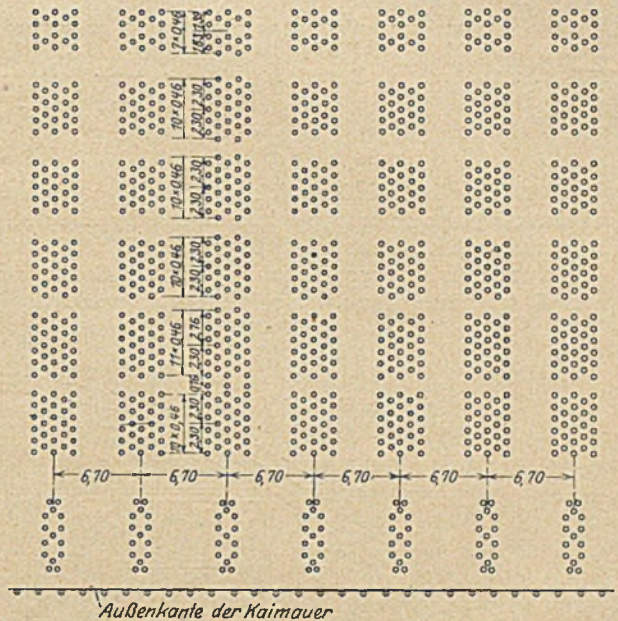


Abb. 12 b. Pfahlausteilung.

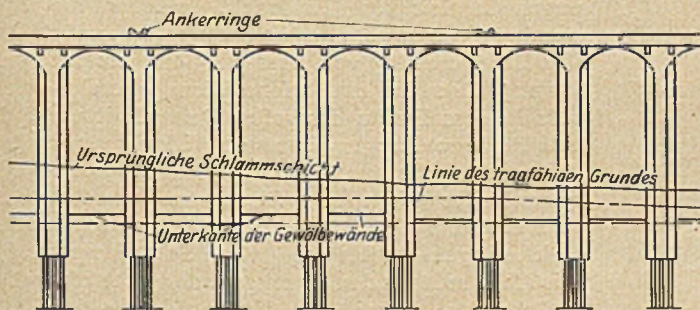


Abb. 12 c. Ansicht.

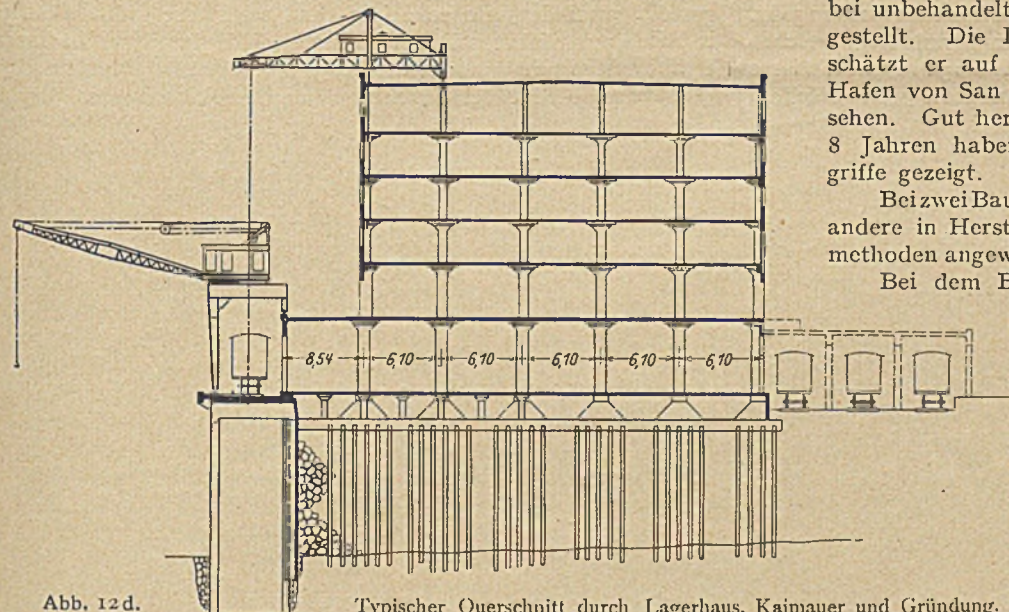


Abb. 12 d. Typischer Querschnitt durch Lagerhaus, Kaimauer und Gründung.

Bestätigung dieser Annahme gebracht zu haben. Von ähnlichen hydraulischen Zusätzen habe ich bei amerikanischen Seebauten nichts gehört. Man hat sich vielmehr auf verschiedene Weise bemüht, den bekannt gewordenen Angriffen durch Seewasser entgegenzuwirken.

In San Francisco hatte ich Gelegenheit, mit dem Hafendirektor White einige Bauwerke zu besuchen und von ihm auf Grund seiner 20jährigen Erfahrungen und Beobachtungen zu hören, welche Vorkehrungen er gegen die Angriffe im Seewasser trifft.

White hat Zerstörungen infolge des Bohrwurmes bei unbehandeltem Holz schon nach einem Jahre festgestellt. Die Lebensdauer von gut getränktem Holz schätzt er auf 12 Jahre. In der Tat kann man im Hafen von San Francisco sehr rasch zerstörte Holzpfähle sehen. Gut hergestellte Eisenbetonpfähle im Alter von 8 Jahren haben an der gleichen Stelle keinerlei Angriffe gezeigt.

Bei zwei Bauwerken, von denen das eine im Betrieb, das andere in Herstellung begriffen, wurden Konstruktionsmethoden angewandt, über die ich kurz berichten möchte.

Bei dem Bau eines Speichergebäudes mit Grundrissen und Schnitten nach Abb. 12 a — e wurde eine Gründung gewählt, die die Verhütung von Angriffen durch Seewasser nach den bisherigen Erfahrungen in folgender Weise erstrebt.

Das Gebäude bedeckt eine Fläche von etwa 250 m Länge und 30 m Breite. Es ist 6 Stockwerke hoch, und die Decken sind als trägerlose Pflzdecken ausgeführt.

(Fortsetzung folgt.)

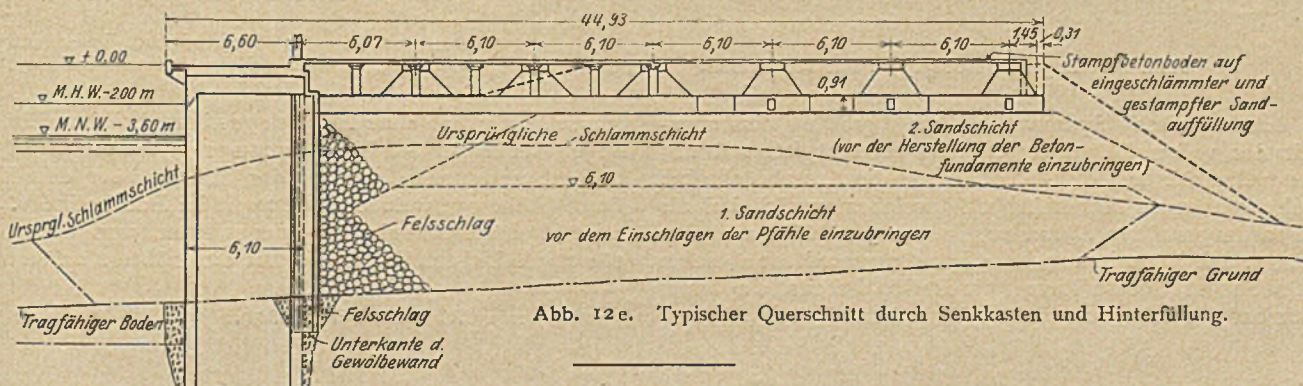


Abb. 12 e. Typischer Querschnitt durch Senkkasten und Hinterfüllung.

## DIE ENTWICKLUNG DES BOGENBRÜCKENBAUES FÜR GRÖßERE SPANNWEITEN UND DIE TRAUNFALLBRÜCKE BEI GMUNDEN.

Dr. Fritz Emperger, Dr. techn. e. h., Wien.

Schluß von Seite 297.

Der Krieg hat die Entwicklung der Bogenbrücken zurückgehalten, welche nunmehr mit aller Macht einsetzt, wenn sie auch innerhalb unserer niedergebrochenen Wirtschaft in Zentral-europa noch nicht zur Geltung kommt. Gekennzeichnet ist diese Entwicklung durch eine Reihe von großen Bogenbauten

den Ersatz dieses massiven Querschnittes durch einen solchen aus umschnürtem Gußeisen dargestellt, welcher 1,50 m breit und 2,5 m hoch ist, also nur einen dritten Teil des Eigengewichtes hat. Dieser Unterschied kommt, nachdem er sich in der Brückenmitte zur Geltung bringt, sehr maßgebend in Betracht. Wir sehen an dem Beispiel, wie durch Zusammenfassung der Tragkraft in einem umschnürten Kern das wesentliche Hindernis der Entwicklung des Bogenbrückenbaues, das zu große Eigengewicht, beseitigt werden kann.

Wir wollen hier noch eines weiteren Mittels Erwähnung tun, um das Eigengewicht des Bogens zu vermindern. Eine dieser Lösungen rührt von Herrn Ing. Henry Lossier her; Abb. 10 stellt das größte Bauwerk dieser Art in Aubigny-au-Bac dar, einen Bogen von 42 m theoretischer Spannweite. Wie ersichtlich, ist in diesem Falle der Bogen in ein Gitterwerk aufgelöst und macht einen ungemein leichten Eindruck, welcher die Anwendung von gewöhnlichem Eisenbeton ermöglicht.

Eine zweite von mir in Gemeinschaft mit Henry Lossier entworfene Lösung beruht ebenfalls in dem Ersatz des vollen Querschnittes durch eine Reihe zu einer gemeinsamen Wirkung vereinigter Teilquerschnitte, nur sind in diesem Fall die Teilquerschnitte nicht aus Eisenbeton, sondern aus umschnürtem Gußeisen oder Stahl gedacht unter gleichzeitigem Gebrauch von Schmelzzement<sup>1)</sup>. Die Abb. 11 stellt den Druckgurt der Firth of Forth-Brücke dar, wobei sich die Ausführung in Stahl

neben einer gleichwertigen in umschnürtem Gußeisen dargestellt vorfindet, um zu zeigen, daß selbst die größten bisher in Eisen ausgeführten Druckglieder und die damit geschaffenen Spannweiten mit Hilfe dieser Bauweise erreicht werden können.

Dieselbe Idee der durchbrochenen Ausbildung des Bogen-

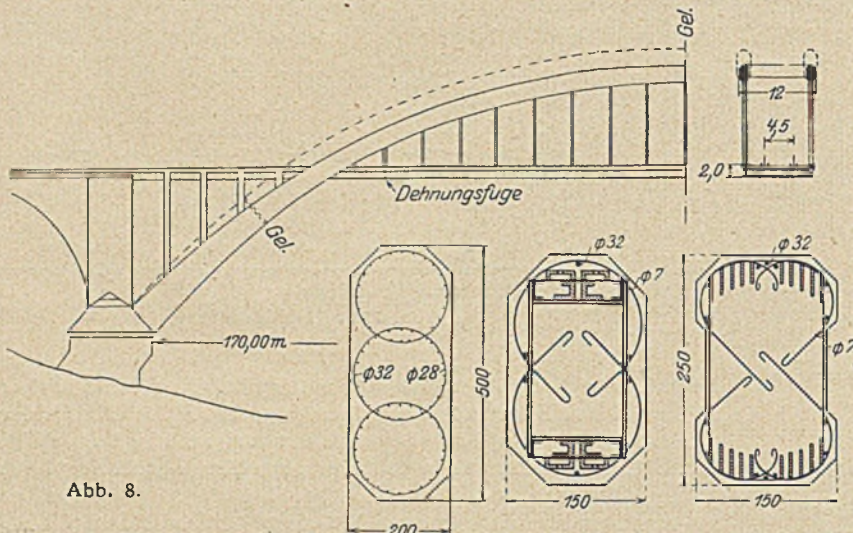


Abb. 8.

Abb. 9a. Älteres Projekt von Professor Linton in Eisenbeton.

Abb. 9b. Projekt in umschnürtem Gußeisen.

in Nordamerika, mit der größten Spannweite von 123 m in Minneapolis über den Mississippi, und die Fortentwicklung der bereits gekennzeichneten Bestrebungen in Frankreich, welches bisher als größtes Bauwerk einen Bogen von 132 m in St. Pierre du Vauvray (Abb. 13) zu verzeichnen hat. In welchem

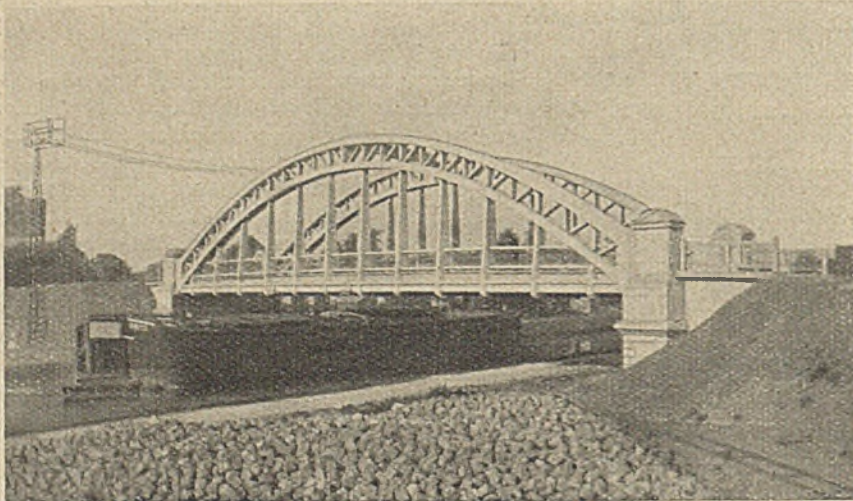


Abb. 10. Bogen in Aubigny au Bac von Lossier.

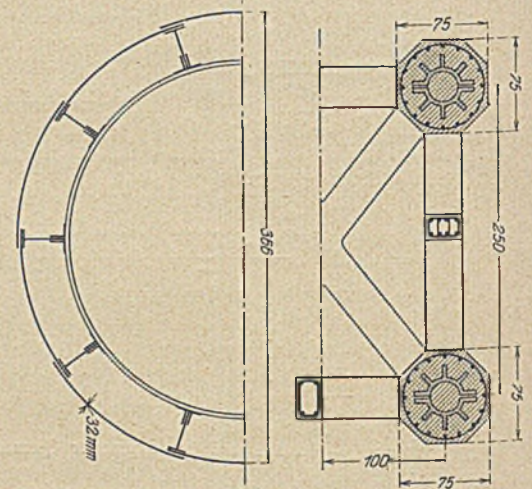


Abb. 11. Firth of Forth-Brücke, ausgeführt in stahlumschnürtem Gußeisen.

Maße durch diese Spannweite die größte Leistungsfähigkeit des vollen Betonquerschnittes erreicht ist, soll uns ein älteres Projekt des Prof. Linton für die Arstabrücke bei Stockholm vor Augen führen (Abb. 8), welches am Scheitel die in Abb. 9a dargestellten Abmessungen von 5 m Höhe und 2 m Breite zeigt. Die Betonierung derartiger Querschnitte auf einem unverschiebbaren Gerüst kann mit Recht bereits als kaum durchführbar bezeichnet werden. Wir sehen dort in Abb. 9b

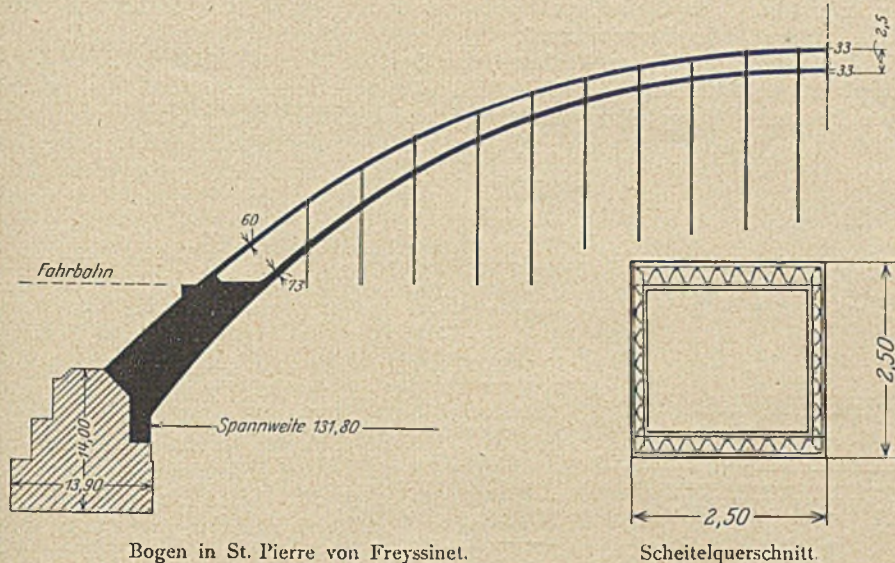
querschnittes hat Herr Ing. Freyssinet bei dem Entwurf der Bogenbrücke bei St. Pierre von 131 m Spannweite (Abb. 12) benützt und neuerdings bei der Brücke über den Elorn bei Brest (Abb. 13), welche sich derzeit im Bau befindet. Dieselbe zeigt drei nahezu gleiche Spannweiten, von denen die eine 180 m im Lichten hat und somit die größte Ausführung dieser

<sup>1)</sup> Genie Civil 1922, Nr. 4, S. 79.

Art des Massivbaues darstellt<sup>2)</sup>. Der Scheitelquerschnitt zeigt bei 9,50 Breite und 5 m Höhe riesige Durchbrechungen für die beiden Fahrbahnen und die Eisenbahn, so zwar, daß das Gewicht des Tragwerkes wesentlich herabgesetzt wird. Auch bei diesem Wettbewerb erwies sich der Eisenbeton dem Eisenbau in den ersten Kosten überlegen.

Bei meinen Projekten von größeren Spannweiten habe ich wegen der Wirtschaftlichkeit stets den Umstand berücksichtigt,

untere und obere Laibung des Bogens mit Winkeleisen armiert war, welche dementsprechend verschieden gebogen waren und nur eine leichte Querverbindung aufgewiesen haben. (Newell Avenue-Brücke im Botanischen Garten in New York.) Der weitere Schritt geschah nun anstatt in Bogen mit voller Breite in der Ausbildung dieser Bewehrungen mit selbsttragenden Formen innerhalb von Bogenrippen, eingeschlossen in einer die Ausnützung der Druckfestigkeit gewährleistenden Umschnürung. Die gleichlaufende Entwicklung im Säulenbau ist mit Rücksicht auf dieselbe Aufgabe etwas Selbstverständliches. Während aber die umschnürte Gußeisensäule in Österreich und in seinen heutigen Nachfolgestaaten eine große Verbreitung gefunden hat, so ist die Traunfallbrücke die erste größere Anwendung dieser Art in Österreich, weil der Brückenbau, von der amtlichen Entscheidung abhängig, dem technischen Fortschritt hierzulande verschlossen blieb. In Deutschland liegen die Verhältnisse umgekehrt; dort ist die Baupolizei auf dem Gebiete des Hochbaues eine ungemein scharfe, und dort ergab sich dieselbe Folgeerscheinung, daß so gut wie gar keine Anwendung der umschnürten Säule im Hochbau vorhanden ist, während eine für den technischen Fortschritt besser geeignete Organisation des Brückenbaues daselbst eine große Zahl von Anwendungen des Prinzips im Brückenbau seit 1913 ermöglicht hat. Es ist dies recht kennzeichnend. Wie aus den unten gegebenen Darlegungen bei der Säule hervorgeht, tritt die Wirtschaftlichkeit der umschnürten Gußeisensäule erst bei Überschreitung von etwa 150 t zulässiger Last ein und ist ihre Anwendung bei leichteren Lasten aus anderen Gründen erfolgt. Die Verhältnisse liegen ganz ähnlich im Bogenbrückenbau. Dort wird eine



Bogen in St. Pierre von Freyssinet.

Abb. 12.

daß die Ausführung so riesiger Gerüste zu kostspielig und selbst unmöglich werden muß, wenn das Gerüst in der leichten Weise ausgeführt wird wie beim Traunfall (Abb. 4). Ich habe die Bewehrungen daher entweder ganz oder teilweise aus Stahl entworfen, wie sich dies bereits in der Abb. 9 angedeutet vorfindet, und die Stahlbewehrung so ausgebildet, daß sie selbsttragend das Gerüst

ersetzen kann, wobei die Schalung aufgehängt und die sich ergebende Vorspannung ausgenützt wird. Um für diese Lösung ein Beispiel anzuführen, sei (Abb. 14a-c) der Entwurf einer Bogenbrücke über die Donau bei Grein angeführt. Bei derselben besteht das tragende Gerüst aus je zwei Zwillingsträgern aus Stahl, welches durch Armierung mit Gußeisen entsprechend verstärkt gedacht ist. Der Querschnitt wird (Abb. 14b) durch eine Umschnürung nach meinem System eingeschlossen und die Möglichkeit geschaffen, die Betonierung lagenweise herzustellen, so zwar, daß es nicht nötig ist, den ganzen Bogen auf einmal einzubetonieren, sondern aus einer Reihe aufeinander gelegter Gewölbslagen zusammensetzen. Die Herstellung ohne ein eigentliches Gerüst geschieht wie in Abb. 14c. Einzelheiten dieses Vorschlages werde ich erst dann beschreiben, bis sich mir zu einer Ausführung die Gelegenheit ergibt.

Der Beton-Eisenbau, welcher sich hier dargelegt findet, wurzelt in den Vorschlägen des Prof. Melan, Prag, aus den Anfängen des Eisenbetons. Meine ersten Ausführungen mit diesem System habe ich 1893/94 bei der Edenparkbrücke in Cincinnati (O.) mit 21 m oder in Stockbridge (Mass.) mit 30 m lichter Weite gemacht. Dasselbe ist durch die Verwendung von bogenförmig geformten I-Trägern gekennzeichnet, welche ausbetoniert einen vollen Bogenquerschnitt geben. Die hier gemachten Vorschläge haben bereits damals ihren Anfang genommen, wo ich in Nordamerika eine Reihe von Bogenbrücken nach eigenem System hergestellt habe, bei welchen die

Brücke bei Brest von Freyssinet. Die Verhältnisse liegen ganz ähnlich im Bogenbrückenbau. Dort wird eine

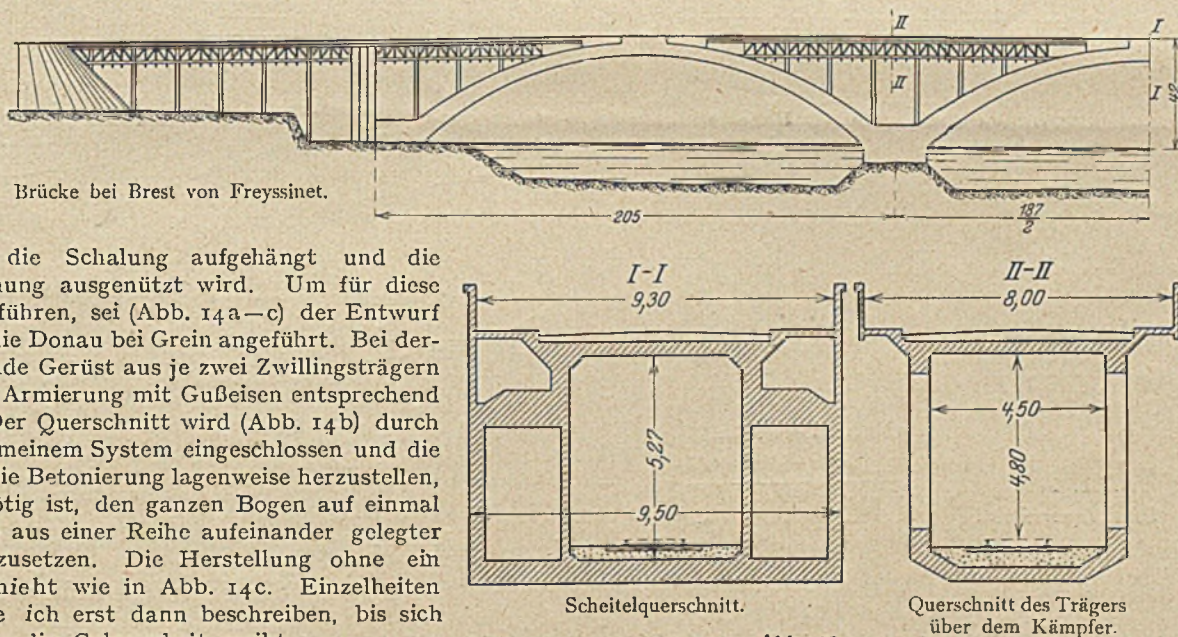


Abb. 13.

Bewehrung mittels eines umschnürten Kernes erst bei größeren Spannweiten, und bei den dabei zu bewältigenden großen Kräften in Frage kommen und demnach die wichtigste Voraussetzung der technischen Entwicklung, der Beginn im Kleinen und das Fortschreiten zu immer größeren Spannweiten unmöglich gemacht. Für kleinere Spannweiten langt der Gebrauch des gewöhnlichen Eisenbetons vollständig aus und ist auch für mittlere Spannweiten kein zwingender Grund vorhanden, eine Verminderung des Eigengewichtes vorzunehmen, wenn man nicht die Architektur berücksichtigen will. Erst bei den erwähnten größeren Spannweiten entsteht ein Zwang dazu, und zwar je früher, je verlässlicher man die Sicherheit des Bauwerkes berücksichtigt.

<sup>2)</sup> Genie Civil 1924, Nr. 10, S. 221.

Für die Entwicklung des Bogenbrückenbaues ist es das größte Hindernis, daß uns weder Rechnung noch Versuch einen einwandfreien Maßstab für die Güte des Tragwerkes geben. Bei der Traunfallbrücke habe ich es unternommen, diesen Gütemaßstab im Versuchswege festzustellen.

Dies gibt dem Wagemut der Konstrukteure einen für die Sache nicht immer förderlichen Spielraum. Wohin das führt, können wir aus einem Beispiel ermessen, bei dem das Versuchswesen bereits klärend eingegriffen hat, aus dem Säulenbau. Nach der bereits erwähnten Vorschrift ist ein Pfeiler aus Beton bei 5 m Höhe mit  $d = 500/10 = 50$  cm kleinster Abmessung und  $100/12 = 8 \text{ kg/cm}^2$  Belastung, also mit einer Gesamtlast von 20 t gleichwertig einem Eisenbetonpfeiler von  $d = 25$  cm belastet

der durch eine Firma beseitigt werden, deren einziges Verdienst darin besteht, daß sie einen reinen Betonbogen mit ungerechtfertigt schlanken Abmessungen und einem entsprechend niedrigen Preis für den  $\text{m}^3$  Beton auszuführen bereit ist, ohne daß derselbe gerade einstürzen muß. Wir wollen trotzdem unbeirrt von diesen Erscheinungen die Frage eines fachlich einwandfreien Fortschrittes des Bogenbrückenbaues auf Grund der Verminderung des Eigengewichtes weiter verfolgen, da wir überzeugt sind, daß sich das technisch Bessere schließlich doch durchsetzen muß.

Diese Verbesserung besteht hauptsächlich in einer Vermehrung des Gehalts an Bewehrungsseisen. Wir finden in den Vorschriften diesbezüglich eine Grenze von 3% angegeben vor.

Dieselbe erscheint beim Gebrauch der gewöhnlichen Rundeseisen vollauf gerechtfertigt. Leider ist dies in den Vorschriften nicht entsprechend deutlich gesagt. Sobald aber die Bewehrung aus selbsttragenden Formen von Eisenquerschnitten besteht, die nach den Regeln des Eisenbaues zu einheitlich wirkenden Querschnitten verbunden sind, so besteht für diese Einschränkung nicht die geringste Berechtigung und kommen dieselben Gesichtspunkte in Betracht, welche im Eisenbau maßgebend sind, also insbesondere daß die Knickfestigkeit der einzelnen Teilquerschnitte nicht geringer sein darf als die Knick-

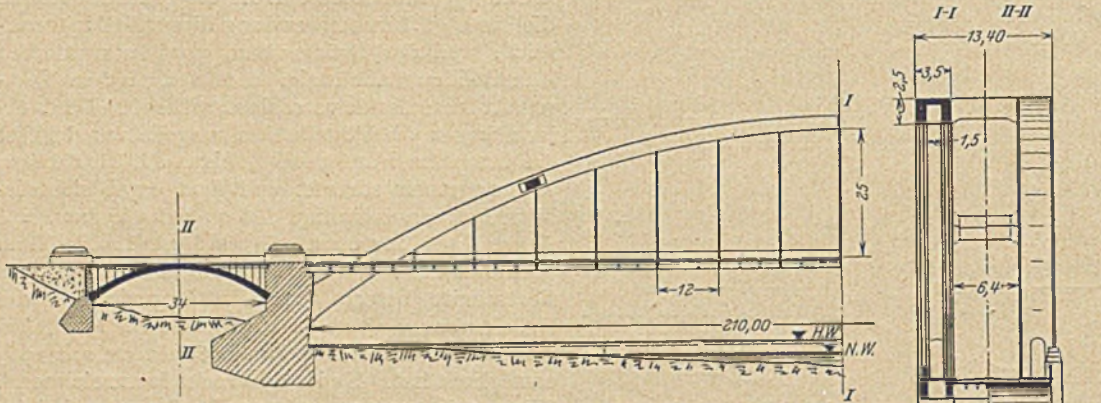


Abb. 14a.

Projekt eines Bogens über die Donau bei Grein.

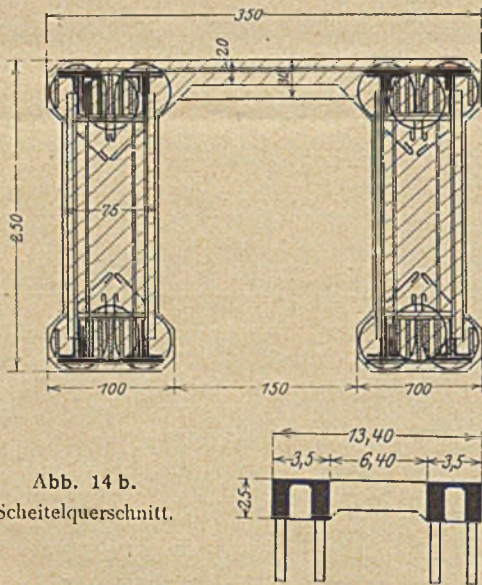


Abb. 14 b.

Scheitelquerschnitt.

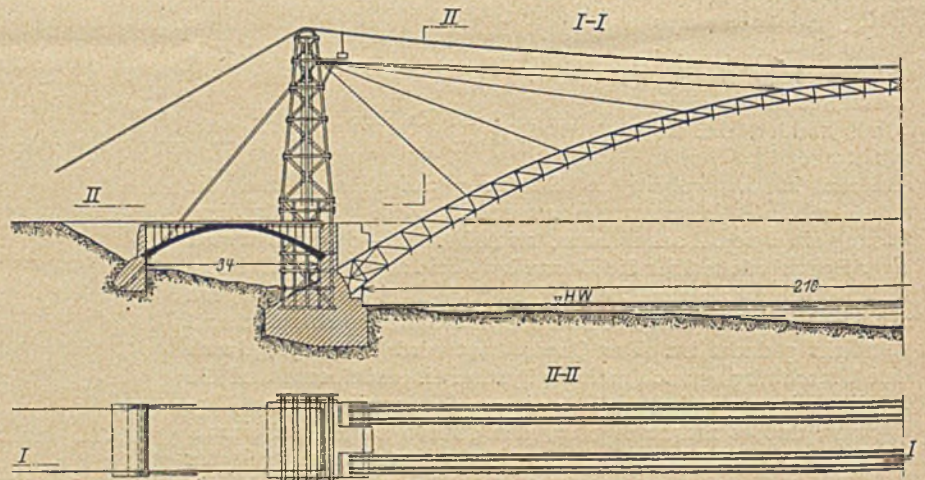


Abb. 14c. Bauausführung ohne Gerüst.

mit  $35 \text{ kg/cm}^2$ . Wie stände es mit dem technischen Fortschritt auf dem Gebiete des Säulenbaues, wenn es dem Unternehmer frei stände, den Eisenbetonpfeiler von 25 cm durch einen Betonpfeiler von denselben Abmessungen und zulässigen Belastungen zu ersetzen; wenn für die Beurteilung allein der billigere Preis maßgebend wäre, ohne die Frage der Sicherheit weiter zu erwägen!? Zu alledem kommt noch in Betracht, daß heutzutage die Angebotpreise einen unserer Arbeitslosigkeit entsprechenden Tiefstand zeigen, welche bei Beurteilung der Güte eines Bauwerkes den alten Satz, daß das Bessere des Guten Feind ist, ganz in Frage gestellt haben. Das technisch Bessere kommt bei diesen Preisschwankungen im Angebot überhaupt nicht zur Geltung. Auf diese Weise können alle denkbaren Verbesserungen des Bogenbrückenbaues immer wie-

festigkeit der ganzen einbetonierten Eisensäule. Meine zahlreichen Versuche mit Bewehrungen von 10% und mehr haben dies ausführlich dargelegt. Mein erster Schritt auf diesem Gebiete bestand 1909 in einem Versuch, eine veritterte Eisensäule auszubetonieren<sup>6)</sup> und die so erzielte Verstärkung der Eisensäule durch den in Gitterwerk eingeschlossenen Betonquerschnitt nachzuweisen. Ich habe dann die Querverbindung<sup>7)</sup> der Teilquerschnitte einer so ausbetonierten untersucht und schließlich die Vorkehrungen nachgewiesen, welche nötig sind, um die Stauchungsfähigkeit des Betons soweit zu erhöhen, um das

<sup>6)</sup> Beton u. Eisen 1907, S. 102, in Heft VIII d. Forscherarb., Berlin 1908, Verlag Ernst & Sohn.

<sup>7)</sup> Beton u. Eisen 1908, S. 96.

Flußeisen bis zu seiner Fließgrenze und das Gußeisen bis zu seiner Stauchgrenze auszunützen. Mein Bestreben bestand darin, eine wirtschaftliche Lösung zu finden, und ich habe deshalb in der Mehrzahl der Fälle dem Gußeisen mit seinen hohen Druckfestigkeiten den Vorzug gegeben. Ich habe herausgefunden, daß durch die Umschnürung die Stauchungsfähigkeit des Betons soweit erhöht werden kann, daß man selbst die hohen Druckfestigkeiten des Gußeisens und des Stahls voll ausnützen kann, und daß ferner durch dieselbe das Gußeisen ähnlich wie der Beton seine Sprödigkeit verliert und biegungsfähig wird. Diese ganze Gedankenfolge findet in dem von mir aufgestellten Gesetz der Addition der Druckfestigkeiten innerhalb eines umschnürten Querschnittes ihren Ausdruck.

Ehe wir die Sachlage bei den ausmittigt belasteten Querschnitten des Bogenbaues darlegen, sei der Vollständigkeit wegen auf die Versuche von zentrisch belasteten Säulen kurz hingewiesen, bei denen die Anordnung der Bewehrung eine ganz ähnliche gewesen ist. Auf Grund einer langen Versuchsserie in Wien 1911 beginnend, mit Wiederholungen in Dresden und Berlin, sei aus den letzten Versuchen der Technischen Hochschule in Dresden 1917, welche erst kürzlich durch Versuche des Österreichischen Eisenbetonausschusses eine Erweiterung erfahren haben, deren Veröffentlichung bevorsteht, hier nur hervorgehoben, daß das von mir aufgestellte Gesetz der Addition der Druckspannungen wohl am augenfälligsten bei der Bruchlast selbst eines druckfesten Kernes aus Gußeisen, Stahl oder Keramik<sup>8)</sup> mit umschnürtem Beton zum Ausdruck kommt, daß aber dasselbe in diesem Stadium, abgesehen von den naturgemäßen Ungenauigkeiten, sogar scheinbar unrichtige Ergebnisse liefern kann, wenn der Kern umschließende Beton nicht jene Stauchungsfestigkeit besitzt, welche der Kern bis zur Erreichung seiner Bruchgrenze nötig hat. Es wird z. B. beim Gußeisen oft nur aus wirtschaftlichen Gründen die volle Ausnützung bis zur Bruchgrenze gar nicht angestrebt, weil dieselbe

die Säule unter einer bestimmten Stauchung aufzunehmen in der Lage ist. Auf der rechten Seite der Abb. 15 finden sich die folgenden Stauchungskurven dargestellt vor:

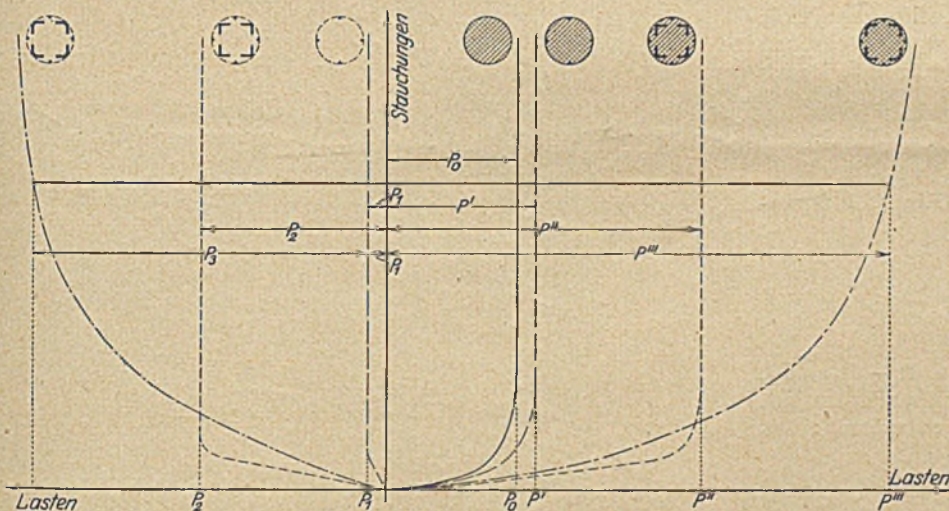
1. Umschnürter Beton, 2. umschnürter Eisenbeton mit 1% Längseisen, 3. derselbe Querschnitt mit einer Säule von 9% Flußeisen und 4. derselbe Querschnitt mit 9% Gußeisen.

Auf der linken Seite der Abb. 15 sind die Stauchungen dargestellt, welche den Materialien der Bewehrung entsprechen, so daß wir den Überblick haben, wie groß der Aufwand an Kraft sein muß, wenn für eine bestimmte Größe der Stauchung einerseits die umschnürte Betonsäule allein und andererseits die Bewehrungssäule allein zusammengedrückt wird. Wir können aus der Abbildung also diese Größen einzeln und auch für den Fall entnehmen, daß die Eisensäule sich innerhalb des umschnürten Querschnittes befindet.

Bezeichnen wir für eine ganz beliebige Größe der Stauchung den Aufwand an Druck für Beton allein mit  $P_0$ , für 1% Flußeisen  $P_1$ , für 10% Flußeisen  $P_2$  und für 1% Flußeisen und 9% Gußeisen  $P_3$ , so sehen wir, daß dieselbe Stauchung des Verbundquerschnittes eintritt: Für Eisenbeton  $P' = P_0 + P_1$ , für den gleichzeitigen Gebrauch von Eisenbeton und einer Flußeisensäule  $P'' = P_0 + P_2$ , und schließlich für umschnürtes Gußeisen  $P''' = P_0 + P_1 + P_3$ . Wir sehen also, daß das Gesetz der Addition sich auf den ganzen Verlauf der Stauchung erstreckt und daß unsere Aufgabe bei Gebrauch druckfester Kerne nur darin besteht, durch eine entsprechende Umschnürung die Stauchungsfähigkeit des Kernes auszunützen. Die Abb. 15 ist auf Grund tatsächlich ausgeführter Parallelversuche hergestellt.

Wir wollen nun zunächst darlegen, welche Steigerung an Tragfähigkeit sich bei gegebenen Abmessungen durch diese Hilfsmittel erzielen läßt, wobei wir den Fall ins Auge fassen, daß der Architekt die Forderung gestellt hätte, die Säulenabmessungen sollen 45 cm, also die übliche Mauerstärke nicht überschreiten. Es ergibt sich dann für die übliche Stockwerkshöhe ein Schlankheitsverhältnis von 7,5, und bei Gebrauch des gewöhnlichen Handelszementes eine zulässige Inanspruchnahme von 10 kg/cm<sup>2</sup>, und bei einem Pfeiler 45/45 cm zulässig 20 t. Wenn wir den Pfeiler in gewöhnlichem Eisenbeton ausführen und die zulässigen 35 kg/cm<sup>2</sup> ausnützen, so ergibt das eine Höchstlast von 77 t, welche durch die Längsbewehrung von 3% bis 102 t gesteigert werden kann. Wenn wir derselben Pfeiler durch eine Säule aus umschnürtem Beton ersetzen, so ergeben bei 42 cm Kerndurchmesser die Mindestabmessungen eine zulässige Traglast von 55 t und bei der Höchstbewehrung mit 5,5% Flußeisen für Längseisen und Umschnürung 92 t, so zwar, daß eine Steigerung über die vorerwähnten Ziffern in beiden Fällen nur durch Verwendung von hochwertigem Beton möglich wäre, eine Rechnung, die sich jedermann

selbst ergänzen kann. Überschreiten wir die Grenze von 100 t, so können wir mit der schlanken Säule von 45 cm mit gewöhnlichem Beton nicht mehr auskommen. Wir müssen ihr einen tragenden Kern geben, welcher den Überschuß an Tragfähigkeit aufnimmt, und dies geschieht bei 100 t durch den Gebrauch von 1% Flußeisen für Umschnürung und Längseisen und 1,4% Gußeisen, welche Armatur sich mit der Zunahme der Last entsprechend steigert und keine weitere obere Grenze hat. Diese Ziffern geben auch einen Einblick in die wirtschaftliche Seite der Frage. Auf Grund dieser Darlegungen ergibt sich im Säulenbau der folgende Vorgang, wie ihn z. B. Ing. I. E. Mensch bei einem zwölfstöckigen Wolkenkratzer in Chicago eingehalten hat. Der ganze Säulenstrang erhält durch alle Stockwerke dieselben Abmessungen, was



Das Gesetz der Addition der Festigkeiten  
bei einheitlichen Baustoffen  
bei umschnürten Verbundquerschnitten.  
Abb. 15.

besonders kostspielige Anordnungen erfordern würde, sondern eine Ausnützung von 6000 bis 7000 kg/cm<sup>2</sup> wirtschaftlicher ist. Hier soll jedoch hervorgehoben werden, daß dieses Gesetz von Anfang an für die Spannungen in einem Druckgliede gilt und seine volle Genauigkeit im Bruchstadium nur insofern einbüßt, als eine Bruchfestigkeit nie ganz genau angegeben werden kann. Auf Grund der gemachten Versuche finden wir in Abb. 15 die Stauchungskurven für 4 verschiedene Arten von Druckquerschnitten dargestellt. Die Untersuchung ist so geführt, daß sich das Ergebnis der Zusammendrückung aller Druckglieder mit der Last steigend als eine Stauchungskurve dargestellt vorfindet, welche uns den Aufwand an Belastung angibt, welche

<sup>8)</sup> Beton u. Eisen 1920, S. 10.

insbesondere mit Bezug auf die Schalung von großer wirtschaftlicher Bedeutung ist. Für denselben wird die Lastabstufung vom Dach bis zum Keller zusammengestellt und nun die Tragfähigkeit des Eisenbetonquerschnittes allein ermittelt und diese Größe von der ganzen Lastenfolge in Abzug gebracht. Der sich so stockwerkweise ergebende Rest ist vom Gußeisen aufzunehmen, und die Division durch die zulässige Inanspruchnahme des Gußeisens ergibt den Querschnitt der Gußeisensäule, welche stockwerkweise innerhalb des umschnürten Querschnittes Platz findet. Dieses anscheinend hier nicht hereinhergehörige Beispiel gibt Gelegenheit, den analogen Gedankengang bei Bogenbrücken darzulegen, bei welchen auch die äußeren Abmessungen durch die Anwendung eines tragfähigen inneren Kernes unabhängig von den aufzunehmenden Kräften gewählt werden können.

In Verfolg dieser Idee ergab sich die Frage, inwieweit dieses Gesetz der Addition auch auf Querschnitte übertragen werden kann, welche ausmittigt belastet sind. Dasselbe läßt sich naturgemäß dort nicht so einfach fassen und verlangt immer eine genauere Nachrechnung. Trotzdem haben aber die Versuche ergeben, daß die für die erste Projektierung nötigen Faustregeln sich wie folgt zusammenfassen, und sei hier als Beispiel die Ausführung der Traunfallbrücke dargelegt, weil man dort für die gemachten Behauptungen den Beweis der Richtigkeit versuchsstechnisch erbracht hat. Nach dieser Methode wird man die Bogenbrücke in ihren äußeren Abmessungen nach architektonischen Gesichtspunkten entwerfen und für eine spätere Erwägung nur die Breite der tragenden Rippen offen lassen. Hat man die äußeren Abmessungen einmal angenommen und Fahrbahn wie Überbau projektiert, so ist das Eigengewicht der zukünftigen Brücke hinreichend genau festgelegt. Wir sind in Kenntnis aller äußeren Kräfte und sind somit in der Lage, die Form der Brücke dem Verlauf derselben anzupassen und für alle maßgebenden Querschnitte die inneren Kräfte zu bestimmen. Für jeden einzelnen derselben ist eine jeweilige maximale Kraft  $P$  im maximalen Abstand  $e$  maßgebend, und ergeben sich uns die Spannungen nach der Gleichung für den Druck am Rande

$$\sigma = \frac{P}{F_1} + \frac{P e}{J_1 : x}$$

Die von uns angenommenen Abmessungen des Eisenbetonquerschnittes besitzen eine Tragfähigkeit von

$$P_0 = \sigma_b F_1 \frac{J_b}{J_b + F_b \frac{e h}{2}}$$

und ergibt sich demnach ein Überschuß von  $P - P_0 = P_g$ , welcher durch einen Gußeisenquerschnitt aufzunehmen ist, dessen Abmessungen der Gleichung entsprechen müssen:

$$P_g = \sigma_g F_g \frac{J_g}{J_g + F_g e \left( \frac{h}{2} - a \right)}$$

Für die genaue Bestimmung der Zugspannungen im Beton gilt die Gleichung

$$\sigma_{bz} = \frac{P}{F_1} - \frac{P e}{J_1 : x}$$

wobei wir von einer Kernbewehrung mit Stahl zunächst absehen wollen. Wir haben zu berücksichtigen, daß die Gußeisenarmaturen gestoßen sind und sich daher zur Aufnahme von Zugspannungen nicht eignen. Dieser anscheinend abträgliche Umstand ist in unserem Falle ein Vorteil. Die Schwerpunktsachse wird in der Richtung der Ausmittigkeit verschoben und gleichzeitig durch das Gußeisen auf der Druckseite der statische Kern des Querschnittes soweit vergrößert, daß es gar nicht schwer fällt, mit der Resultierenden innerhalb des Kernes zu bleiben, also die Zugspannungen verschwinden zu machen oder sie doch auf ein Mindestmaß herabzusetzen. Diese Erwägungen, welche rein theoretisch ge-

nommen zu allerlei Bedenken Anlaß geben können, wurden durch Versuche einwandfrei nachgewiesen. Bei den ausmittigen Belastungen sind Risse erst in der Nähe der Bruchlast aufgetreten und konnten auch dann von einem ganz geringen Eisenquerschnitt von nur 0,31% des Gesamtquerschnittes aufgenommen werden, so zwar, daß die Umschnürung zur Deckung der Stöße des Gußeisens nur dieser schwachen Längseisen bedarf. Der Vorgang bei der Traunfallbrücke war dementsprechend folgender: Auf Grund der ersten Berechnung wurde der am ungünstigsten belastete Querschnitt (Abb. 16) herausgesucht und in der dargelegten Weise seine Armierung mit Gußeisen bestimmt. Derselbe hatte als maximale Beanspruchung eine exzentrische Last von 296 t in 40 cm Entfernung. Auf Grund dieser Feststellung wurden nun 4 Versuche durchgeführt, über deren Einzelheiten „Beton und Eisen“ 1926, Heft 3 und 4, berichten, denen auch die Abb. 16, 18, 20, 21 und 22 ent-

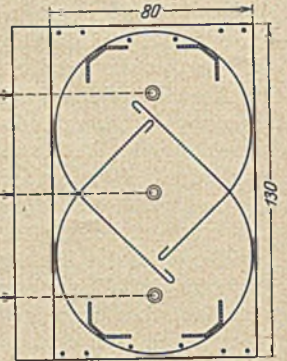


Abb. 16. Traunfallbrücke. Der gefährliche Querschnitt des Projektes.

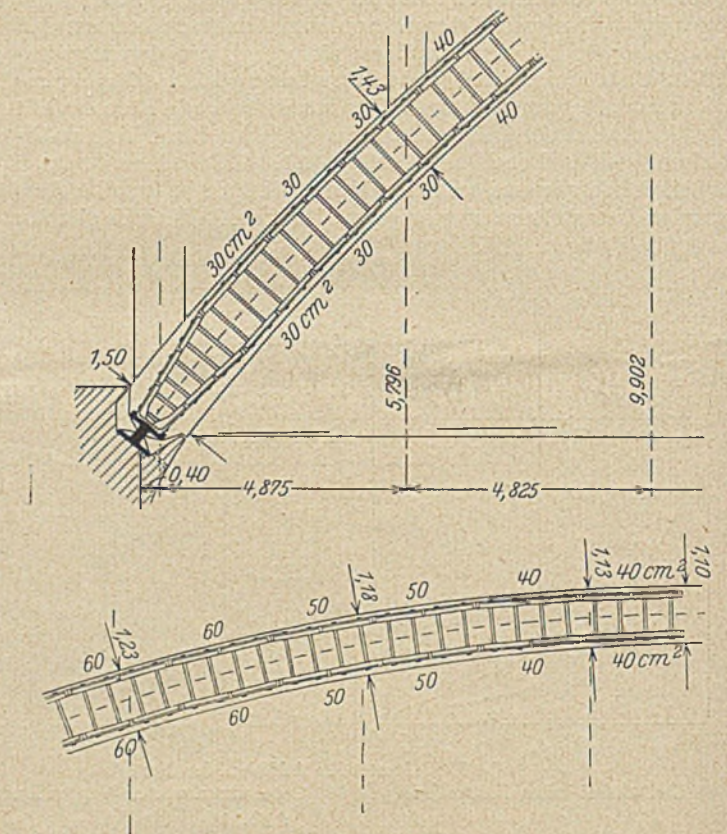


Abb. 17 a u. b. Gußeisenarmatur des Bogens.

nommen worden sind. Es wurde bei denselben eine fünffache, also eine mehr als ausgiebige Sicherheit ausgewiesen, da selbst die älteren Versuche des deutschen und österreichischen Eisenbeton-Ausschusses nur eine 4 fache Sicherheit bei Säulen nachgewiesen haben. Die Abmessungen wurden jedoch beibehalten, es einer späteren Entwicklung überlassen, die hier zur notwendigen dreifachen Sicherheit entsprechenden Abmessungen zu wählen. In neuerer Zeit ist man immer tiefer herabgegangen, so z. B. findet sich in den neuesten deutschen Vorschriften nur mehr eine 1,6 fache Sicherheit gefordert vor.

Die äußeren Abmessungen sind, wie bereits erwähnt, ganz unabhängig vom Architekten gewählt worden, und die Armatur wurde denselben angepaßt. Abb. 17 und 18 zeigen

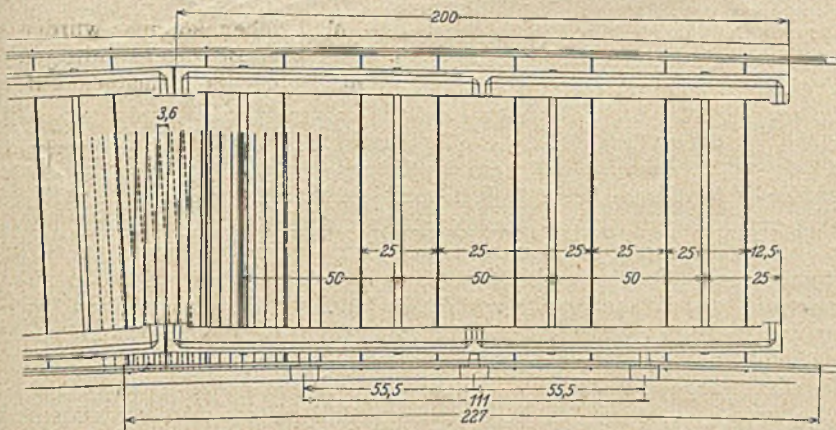


Abb. 18. Die Einzelheiten der Armierung und Umschnürung.

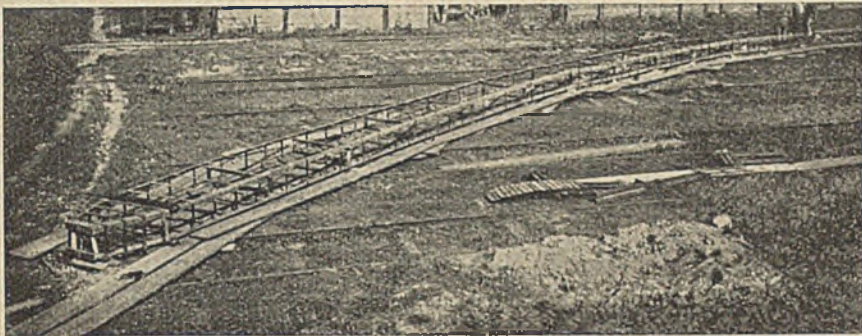


Abb. 19. Probemontage der Gußeisenarmatur im Hofe der Gießerei in Linz.

uns die Art der Armatur im Bogen. Die Abb. 19 zeigt uns die Zusammenstellung der Armatur im Hofe der Gießerei, die Abb. 20 die Armatur in der Schalung vor der Betonierung, und die Abb. 21

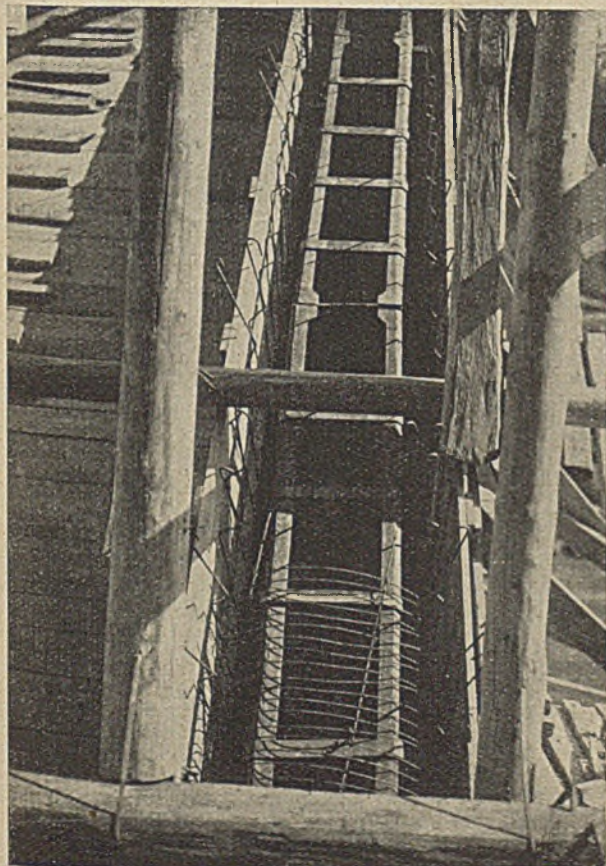


Abb. 20. Gußarmatur vor der Betonierung.

zeigt uns die ganze Brücke zur Zeit der Betonierung, welche in 28 Arbeitsstunden durchgeführt worden ist. Abb. 22 zeigt den Arbeitsvorgang, wobei neuerdings auf die Möglichkeit hinzuweisen wäre, den Bogen in mehreren Schalen zu betonieren.

Die Bezeichnung „Eisenbeton“ ist für diese Bauweise, welche ein Bindeglied zwischen dem Eisenbetonbau und dem Eisenbau darstellt, nicht nur sprachlich, sondern auch fachlich unrichtig, und ich habe dafür den Ausdruck „Beton-Eisen“ immer benützt. Für den Eisenbeton ist der Beton das Kennzeichnende. Er wird durch das Eisen durch den 15fachen Querschnitt des Eisens unterstützt. In den vorliegenden Lösungen ist der druckfeste Kern aus Gußeisen oder Stahl die Hauptsache; derselbe wird nach meinen Vorschlägen mit  $\frac{1}{40}$  des Betonquerschnittes verstärkt. Dies sei schon deshalb hervorgehoben, weil es immer Fachleute gegeben hat, welche an der von mir gewählten Zahl von  $m = 40$  etwas auszustellen hatten und welche die Größe  $n = 15$  für so eine Art von Dogma ansehen, obwohl ich, der als Ketzer bezeichnete, an der Aufstellung dieser Zahl maßgebend mitgewirkt habe. In diesem Falle jedoch halte ich sie für vollständig unrichtig und eine viel höhere Ziffer am Platz, wenn wir diese Bauweise richtig kennzeichnen wollen.

Um den Unterschied beider Bauweisen zu kennzeichnen, ist es nötig, den Lastanteil zu vergleichen, welcher bei der Tragfähigkeit des Druckgliedes einerseits vom Beton und andererseits vom Eisen für die beiden Fälle maßgebend ist:

1. Eisenbeton.		2. Betoneisen (umschnürtes Gußeisen).	
1—3 % Armatur im Durchschnitt:		5—15 % Armatur im Durchschnitt:	
Beton	Eisen	Beton	Eisen
98 %	+ 2 %	90 %	+ 10 %
$98 : 2 \times 15 = 30$		$\frac{90}{40} = 2,25 : 10$	
3,27 : 1		0,22 : 1	
76,5 % + 23,5 %		18,5 % + 81,5 %	

Wir sehen also im ersten Fall die Festigkeit des Betons als maßgebend, im zweiten Fall nur  $\frac{1}{4}$  seiner Kraft mitwirkend und eine fast 4fache Kraft vom Eisen ausgehend. Der Unterschied ist mit einer 16fachen Verschiebung des Kräfte spieltes gekennzeichnet.

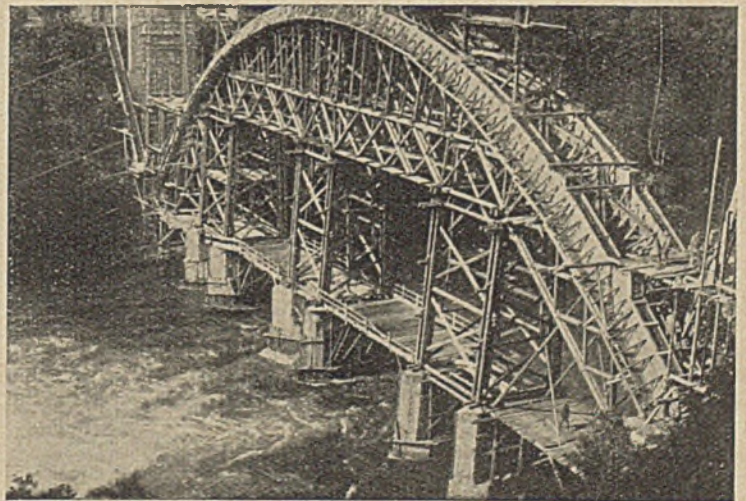


Abb. 21. Bogen während der Betonierung.

Es sei bei dieser Gelegenheit noch der zweite Typus von Bogenbrücken erwähnt, von welchen uns die Abb. 7 bereits ein Beispiel gegeben hat, mit welchen leichten dem Eisenbau ähnlichen Abmessungen der Eisenbeton in dieser Form sein Auskommen finden kann.

Bei den erwähnten Bogenbrücken mit aufgehängter Fahrbahn geht die reine architektonische Schönheit des Bogens verloren, und man darf sie mit diesen nicht vergleichen, sondern mit jenen ähnlichen Formen des Eisenbaues, bei welchen ebenfalls wegen mangelhafter Konstruktionshöhe das Tragwerk der Fahrbahn angeordnet ist, und es kann nur unsere Aufgabe sein, das Tragwerk so auszugestalten, daß es nicht plump und häßlich wird. In diesen Fehler sind nun die meisten Eisenbetonbrücken mit aufgehängter Fahrbahn verfallen. Sie sind gezwungen dazu, weil die geringe Kernweite des Querschnittes und die geringe Zugfestigkeit des Betons dies fordern, während

günstige Verhältnis, die Exzentrizität herrührend von der einseitigen Nutzlast mäßigt. Beim Eisenbau, wo eine geringe Eigenlast größere Schwankungen der Exzentrizität zur Folge hat, führen dieselben ebenfalls zu plumpen Abmessungen, von denen die Abb. 23, die Aspernbrücke in Wien, ein Beispiel ist. Sie zeigt, in welchem Maße das umschürte Gußeisen auch in dieser Hinsicht einen richtigen Mittelweg darstellt. Als ein Beispiel, daß man mit demselben durchaus annehmbare äußere Abmessungen des sichtbaren Tragwerkes erzielen kann, diene die Abb. 24, die Hindenburgbrücke in Breslau, welche nicht nur in Spannweite und Breite, auch in den übrigen Grundlagen nahezu gleich ist wie die in Abb. 23 dargestellte Eisenbrücke und so zeigt, daß man für diese Lösungen auf Eisen allein nicht angewiesen ist.

Wenn ich die gemachten Darlegungen schließlich kurz zu zusammenfassen will, so möchte ich dies in vier Forderungen tun,

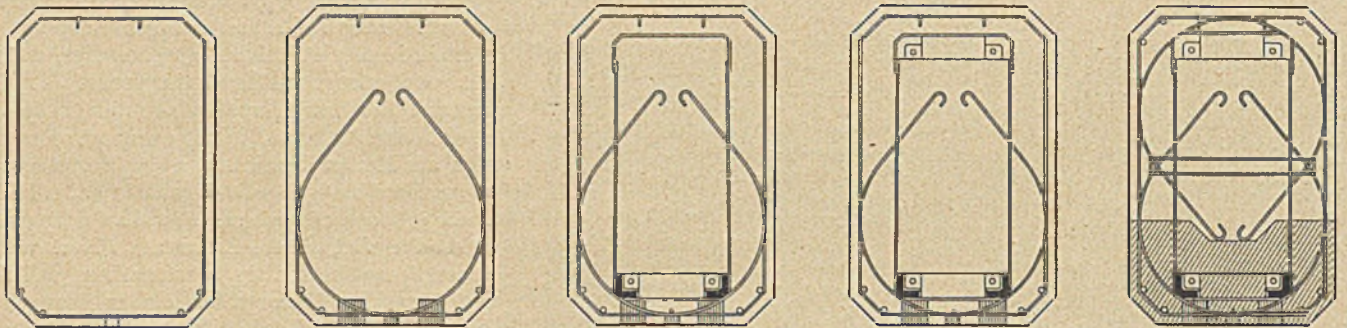


Abb. 22. Die Reihenfolge der Arbeiten.



Abb. 23. Aspernbrücke in Wien.

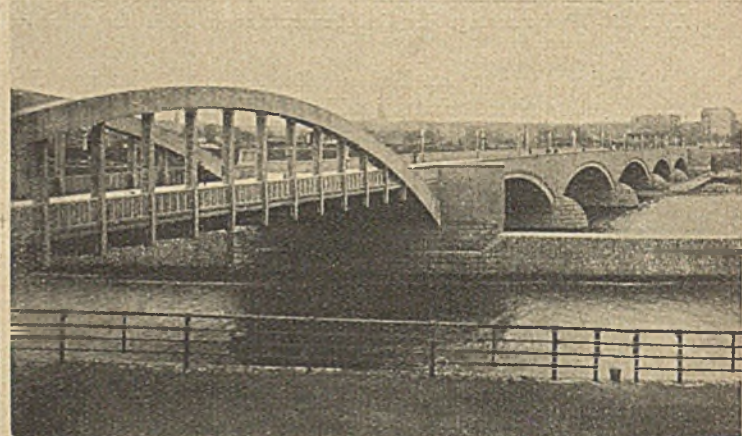


Abb. 24. Hindenburg-Brücke in Breslau in umschürtem Gußeisen.

die oben erwähnte Anordnung des Gußeisens die Kernweite erhöht und die Verhältnisse der Zugspannungen so günstig ändert, daß man mit leichteren Abmessungen, also mit einem Bogen von weniger plumper Form, sein Auskommen finden kann. Die diesbezügliche Entscheidung der Schiedsrichter beim letzten Wettbewerb in Mannheim, welche aus diesem Grunde die Vorschläge mit Bogenbrücken aus Eisenbeton über der Fahrbahn ausgeschieden haben, erscheint berechtigt. Dabei kommt aber in Betracht, daß der Eisenbeton ein verhältnismäßig großes Eigengewicht besitzt und daher dieses

welche der moderne Brückenbau berücksichtigen soll: 1. In der architektonischen Schönheit des Bauwerkes, der sich der Zweck und die statische Lösung anpassen soll, 2. in der Wahl eines unvergänglichen Materials und der Ausscheidung von Spannungen, welche seine Unvergänglichkeit in Frage stellen, 3. in der Unabhängigkeit des Bauwerkes von der Erhaltung, also in der Freiheit von Zug- und Schwindrissen, und 4. in der Beibehaltung eines entsprechend hohen Eigengewichtes, welches das Bauwerk von der Entwicklung der Fahrbetriebsmittel unabhängig macht.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Der Sennar-Damm.

Berichtet nach „Engineering“ vom 22. I. 1926 von Dipl.-Ing. Merkle, Karlsruhe.

Vor kurzem wurde im Sudan der Sennar-Damm eingeweiht, der der Bewässerung von rd. 1200 km<sup>2</sup> Land dienen wird, das bisher in seinem Ertrag ausschließlich auf die vollkommen unsichere Ergebigkeit tropischer Regen angewiesen war.

Die Vorgänge zu dem Projekt gehen zurück bis in die Zeit unmittelbar nach der Schlacht bei Omdurman, wo man daran ging zu

untersuchen, wo sich am oberen Nil der Boden für den Anbau von Baumwolle eignen und den Bau einer Bewässerungsanlage lohnen würde. Erfolgreiche Pflanzungsversuche mit künstlicher Bewässerung und umfangreiche Aufnahmen lenkten die Aufmerksamkeit bald auf ein Gebiet von rd. 12 000 km<sup>2</sup> Ausdehnung zwischen blauem und weißem Nil, von dem zunächst ein 1200 km<sup>2</sup> umfassender Teil für die Kultivierung in Aussicht genommen wurde (Abb. 1).

Da das ganze Land einige Meter höher liegt als der höchste Wasserstand des Nils, war für die Anlage ein Aufstauen des Stroms notwendig. Bei Sennar fand sich am blauen Nil eine günstige Stelle



für den Bau einer Stauwehr; günstig insofern, als einmal der Fluß dort über gesunden, harten Fels (Gabbro) fließt, und weil zweitens eine den Fluß in zwei Arme teilende Insel es ermöglichte, das gesamte Wasser in den einen Arm zu leiten, während im andern die Gründung im Trockenen vorgenommen wurde.

Der Damm ist im mittleren Hauptteil als Schwergewichtsmauer in Cyklopenmauerwerk, an den Uferanschlüssen als Erddamm mit Mauerwerkskern ausgebildet und hat eine gesamte Länge von 3025 m, eine größte Höhe von 39,5 m über Gründungssohle und eine Kronenbreite von 5,8 m. Die benötigten Mauerwerksmassen betragen 422 000 m<sup>3</sup> davon etwa 40% Zementmörtel.

Durch das Stauwehr wird ein See gebildet von 636 Millionen m<sup>3</sup> Stauraum, wovon infolge Verdunstung jedoch nur 485 Millionen m<sup>3</sup> für Bewässerungszwecke nutzbar sind. Da diese Wassermengen während der Hochwasserzeiten zurückgehalten werden, werden die ägyptischen Wässerungsansprüche nicht beeinträchtigt.

Im mittleren Teil der Mauer von 800 m Länge sind 80 große Durchlässe von je 2 m Breite und 8,4 m Höhe angeordnet, die mit Stoney-Schützen versehen sind für den Abfluß des schlammbehafteten Wassers sorgen. Durch die Anordnung dieser Öffnungen als Grund-

ablässe wie bei dem Assuan-Damm wird verhindert, daß der Stausee als Absatzbecken wirkt. Um Auskolkungen der Unterwassersohle, die bei Assuan eine nachträgliche Sohlenbefestigung notwendig gemacht hatten, zu vermeiden, hat man die Sohle dieser Durchlässe so gelegt, daß sie auch bei Niederwasser unter dem Unterwasserspiegel liegt.

während das höchste am blauen Nil beobachtete Hochwasser 10 000 m<sup>3</sup>/sec betragen hat. Zur Hebung der Schützen und allfälligen Reparaturarbeiten dienen 2 Krane, die auf den Brüstungen der Mauer fahrbar sind (Abb. 2).

Das Wasser gelangt durch 14 Regulierschleusen in den 114 km langen Hauptkanal, von dem es durch ein Netz von Seitenkanälen dem zu bewässernden Gebiet zugeführt wird. Der Hauptkanal hat eine Sohlenbreite von 26 m und eine Tiefe von 3,4 m, der Böschungswinkel beträgt 45°, sein Gefälle 7 cm auf eine Meile. Der notwendige Erdaushub von 10 100 000 m<sup>3</sup> wurde in der Hauptsache von Eimerkettenbaggern geleistet, während die Seitenkanäle, die eine Erdbewegung von 5 200 000 m<sup>3</sup> erforderten, zum großen Teil von Hand ausgehoben wurden.

Die Pläne zu dem Projekt waren im Jahre 1914 fertiggestellt, worauf sofort mit dem Bau begonnen worden war. Der Ausbruch des Krieges zwang jedoch zur Einstellung der Arbeit. Schwierigkeiten in der Materialbeschaffung infolge von Streiks in England und infolge der rapid steigenden Preise verzögerten die Bauarbeiten auch nach dem Kriege bis zum Jahre 1922. In diesem Jahr wurden die Arbeiten neu vergeben und im Dezember noch der Baubetrieb wieder aufgenommen. Die größte Zahl der beschäftigten Arbeiter betrug 20 000, in der Hauptsache Sudanesen und Ägypter. Da letztere sehr unter der Malaria zu leiden hatten, wurden die Arbeiten während der 2 Moskitomonate auf ein Minimum beschränkt. Der ausführenden britischen Firma gelang es, die vertraglich übernommenen Termine einzuhalten und den Damm im Mai 1925, den Hauptkanal im Juli desselben Jahres fertigzustellen.

### Unfall beim Abbruch einer Luftschiffhalle.

Die Stadtverwaltung in Riga hatte im Juni 1923 einen Wettbewerb zwecks Erlangung von Entwürfen für die Anlage eines Lebensmittelmarktes ausgeschrieben und hierbei zur Bedingung gemacht, daß beim Bau der Markthalle die Konstruktionsteile zweier in Wai-noden stehenden Luftschiffhallen ganz oder teilweise verwendet werden. Die Konstruktion dieser beiden 250 m langen von der deutschen Heeresleitung im Kriege errichteten Luftschiffhallen ist aus einer Veröffentlichung über diesen Wettbewerb von Reg.-Baumeister Günthel im „Bauingenieur“ 1924, Seite 299 ff. zu ersehen. Aus der gleichen Veröffentlichung geht auch hervor, daß sich eine deutsche Bauunternehmung an dem Wettbewerb mit Erfolg beteiligt hat, und wie uns berichtet wurde, haben sich verschiedene leistungsfähige deutsche Eisenbauanstalten an der Ausschreibung der Arbeiten beteiligt. — Mit dem Abbruch der beiden großen Luftschiffhallen hat die Stadtverwaltung Riga jedoch eine dort ansässige Firma betraut, deren Angebot etwas billiger war als die der deutschen Firmen.

Zeitungsnachrichten („Rigasche Rundschau“ v. 1. 10. 1925) zufolge sind nun bereits bei dem Ausbau der schweren Schiebetore Materialbeschädigungen vorgekommen, und Ende September ist dann durch den Absturz auszubauender Konstruktionsteile ein schwerer Unfall eingetreten, bei welchem 6 Arbeiter zum Teil schwer verletzt wurden.

Der Vorfall steht nicht vereinzelt da, und es ist bedauerlich, daß — allen bösen Erfahrungen zum Trotz — bei der Vergebung derart schwieriger Arbeiten vielfach nur die Höhe der Angebotspreise ausschlaggebend ist. — Wenn, wie die vorgehen. Zeitung meldet, schon bei Beginn der Arbeiten Mängel festgestellt wurden und wenn — nach der gleichen Zeitungsnachricht — die ausführende Unternehmung mit unzureichender technischer Ausrüstung gearbeitet hat, so müssen gegen die Vollendung des ganzen Auftrages durch diese Firma schwere Bedenken Platz greifen.

Die eigentlichen Ursachen des Unfalles sind — den damaligen Zeitungsnachrichten zufolge — nicht geklärt. Vermutlich wurden bei dem Abbruch etwaige bei der Ausführung maßgebende Grundsätze mißachtet, und die Befürchtung, daß das Material hierbei unsachgemäß behandelt wird, liegt auf der Hand. Der Möglichkeit verborgener Materialschäden oder unerkennbarer Überbeanspruchungen wäre damit Tür und Tor geöffnet. Die Wiederverwendung derartiger Konstruktionsteile zu den neuen Markthallen würde aber zweifelsohne eine Quelle weiterer Gefahren bilden. — Die Stadtverwaltung Riga hat mit der Verwendung der Konstruktionsteile der Luftschiffhallen für die neu zu erbauenden Markthallen zweifellos einen richtigen und vielfach bewährten Weg beschritten. Die Schwierigkeit der Bauaufgabe setzt aber sorgfältigste und sachgemäße Arbeit durch erfahrene und technisch vorzüglich ausgerüstete Firmen voraus, und es wäre zu wünschen, daß die Bauherrin bei dem weiteren Bauvorgang alle zu beachtenden Vorsichtsmaßregeln sorgfältig durchführt.

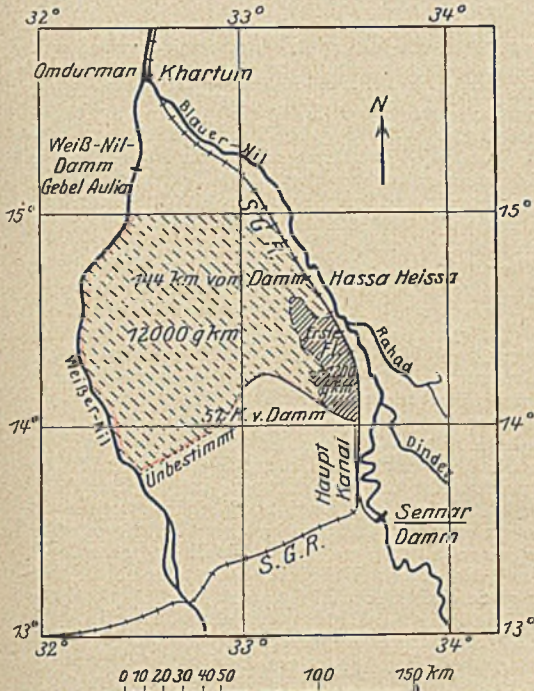


Abb. 1.

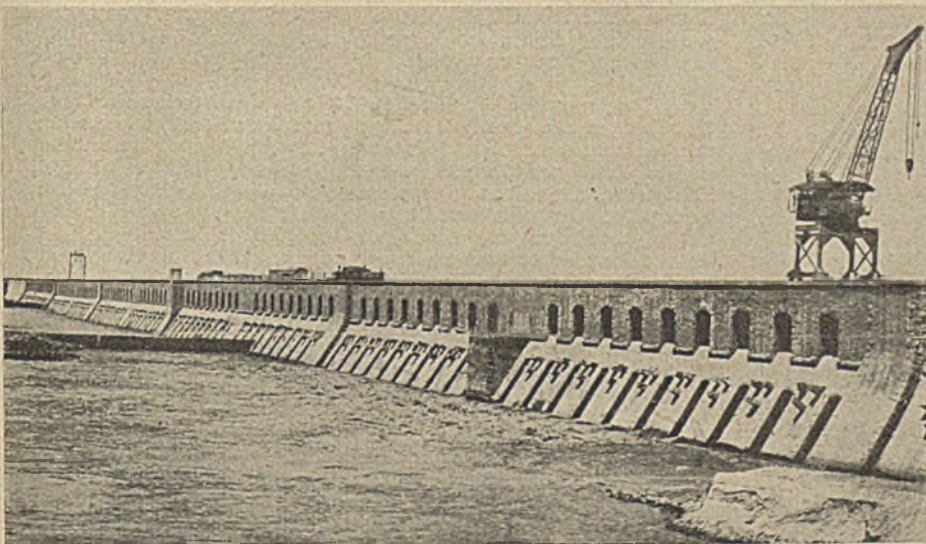


Abb. 2.

Ein im Mittel 11 m tiefes Wasserpolster soll die Energie des aus den Durchlässen fließenden Wassers vernichten.

Da der Damm der „Sudan Government Railway“ als Brücke dient, deren Gleise hochwasserfrei gehalten werden müssen, sind zur Festlegung des Stauziels außerdem 40 Überfallöffnungen von 5 m Breite und 2 m Höhe und 72 von 3 m auf 2 m angeordnet. Durchlässe und Überfallöffnungen vermögen zusammen 15 000 m<sup>3</sup>/sec abzuführen,

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Ergebnis der Londoner Arbeitszeitkonferenz.

(Vgl. „Bauingenieur“, Heft 13, S. 268.)

Die an der Londoner Arbeitszeitkonferenz beteiligten Arbeitsminister von Belgien, Deutschland, Frankreich, Großbritannien und Italien haben über das Ergebnis der Konferenz einen gemeinsamen Bericht aufgestellt. Ausdrücklich ist festzustellen, daß sich die Konferenz lediglich mit der Auslegung des Washingtoner Übereinkommens befaßte. Irgendwelche Bindungen hinsichtlich der Ratifizierung wurden nicht eingegangen. In dieser Richtung hat jeder der beteiligten Staaten dieselbe Handlungsfreiheit wie bisher. Für das Baugewerbe sind die nachfolgend aufgeführten Abschnitte des Berichtes von besonderer Bedeutung.

Zu Artikel 2: Es besteht Einverständnis darüber, daß Arbeitszeit die Zeit ist, in der der Arbeitnehmer dem Arbeitgeber zur Verfügung steht und daß sie nicht die Ruhepausen umfaßt, während deren die Arbeitnehmer nicht zur Verfügung des Arbeitgebers stehen.

Arbeitsbereitschaft muß demnach zur Arbeitszeit gerechnet werden.

Zu Artikel 5: Es besteht Einverständnis darüber, daß die Bestimmungen des Artikels 5 auf das Baugewerbe angewendet werden müssen.

Artikel 5 lautet: „In Ausnahmefällen, in denen die Bestimmungen des Artikels 2 sich als undurchführbar erweisen, und nur in solchen Fällen, können Vereinbarungen zwischen den Arbeiter- und Arbeitgeberverbänden, die für einen längeren Zeitraum anderweitige Bestimmungen über die tägliche Höchstarbeitszeit treffen, von der Regierung für rechtsverbindlich erklärt werden.“

Die durchschnittliche Arbeitszeit, berechnet auf die Gesamtzahl von Wochen, für die die Vereinbarung gilt, darf 48 Stunden in der Woche nicht überschreiten.“

Zu Artikel 6 b: Es besteht Einverständnis darüber, daß es zur Zuständigkeit der Gesetzgebung jedes Staates gehört, für die nach Artikel 6 b zu leistenden Überstunden eine Höchstzahl festzusetzen.

Es handelt sich hier um diejenigen Überstunden, die bei außergewöhnlicher Häufung der Arbeit im Ordnungswege für einzelne Gewerbe- oder Berufsweige zugelassen werden können.

Es besteht Einverständnis darüber, daß die Verpflichtung, die das Washingtoner Übereinkommen zur Zahlung eines Lohnzuschlages für Überstunden ausspricht, sich lediglich auf die in Artikel 6 b vorgesehene Ergänzungsstunden bezieht.

Nicht zuschlagspflichtig sind demnach Überstunden für Vorbereitungs- oder Hilfsarbeiten, welche notwendigerweise außerhalb der normalen Arbeitszeit vorgenommen werden müssen, ferner Überstunden, die als Notarbeit zu bezeichnen sind und endlich Überstunden, die nur eine Nachholung versäumter Arbeitszeit darstellen, soweit durch diese Nachholung die 48-Stundenwoche nicht überschritten wird.

Es besteht weiter Einverständnis darüber, daß der Mindestbetrag für den Lohnzuschlag von 25%, der im Artikel 6 vorgesehen ist, zwingend vorgeschrieben ist.

Es besteht Einverständnis darüber, daß, wenn Staaten die Nachholung der infolge von Feiertagen ausgefallenen Arbeitszeit über 48 Stunden wöchentlich hinaus gestatten, diese Arbeitszeit unter die durch Artikel 6 vorgeschriebene Höchstzahl von Überstunden fällt und daß für sie der in diesem Artikel vorgesehene Überstundenzuschlag gezahlt werden muß. Ausgenommen ist die Nachholung allgemeiner nationaler Feiertage und bezahlten Urlaubs.

Zu Artikel 14: Es besteht Einverständnis darüber, daß jede Regierung den Artikel 14 in seinem Wortlaut in die Landesgesetzgebung aufnimmt.

Ferner ist man darüber einig (von Seiten des Vertreters von Großbritannien nur vorläufig), daß von Artikel 14 nur im Falle einer Krise Gebrauch gemacht werden darf, die die nationale Wirtschaft so stark trifft, daß die Lebensmöglichkeiten der Bevölkerung bedroht sind. Dagegen kann eine Wirtschafts- oder Handelskrise, die nur einzelne Wirtschaftszweige betrifft, nicht als eine Gefährdung der Staatssicherheit ange-

sehen werden und daher die Außerkraftsetzung des ratifizierten Abkommens nicht rechtfertigen.

Artikel 14 lautet: Die Bestimmungen dieses Übereinkommens können in jedem Staate im Kriegsfall oder anderer die Landessicherheit gefährdender Vorkommnisse durch die Regierung aufgehoben werden. Cl.

Bewertung der vor dem 1. Juli 1918 bezugsfertig gewordenen Grundstücke zu den Einheitswertsteuern. Für alle bebauten Grundstücke einschließlich der zu einem gewerblichen Betriebe gehörigen, die vor dem 1. Juli 1918 bezugsfertig geworden sind (sogen. „zwangsbewirtschaftete“ Grundstücke), hat der Reichsfinanzminister Vorschriften gegeben (vgl. Gesetze, Verordnungen, Erlasse), die von den Bestimmungen des Reichsbewertungsgesetzes abweichen und für die Vermögens- und Gewerbesteuer und auf Grund des § 108, Abs. 2, des Einkommensteuergesetzes auch für die Einkommen- und Körperschaftsteuer von Bedeutung sind.

Diese Grundstücke sind nicht mit dem Ertrags-, sondern in der Regel mit dem (berichtigten) Wehrbeitragswert ohne Abzug von Schulden und Lasten einzusetzen. Als maßgebender Wehrbeitragswert gilt der bei der Vermögensteuer für 1924 zu Grunde gelegte Wert (berichtigter Wehrbeitragswert oder Neuwert 1913). Sind nach dem 30. Juni 1918 am Grundstück Um- oder Zubauten vorgenommen, die den Wert des Grundstücks um nicht mehr als 25% erhöhen, so sind die Um- und Zubauten den alten Grundstücksteilen hinzuzurechnen, und gegebenenfalls ist der Wehrbeitragswert neu festzusetzen. Um- oder Zubauten, die den Wert des Grundstücks um mehr als 25% erhöhen, fallen nicht unter die Verordnung. Liegen Tatsachen vor, die den heutigen Wehrbeitragswert um 15% (bei gewerblichen Grundstücken u. U. schon um 10%) von dem bisherigen Wehrbeitragswert nach oben oder unten abweichen lassen, so findet eine Neu-festsetzung statt. Besteht bisher kein Wehrbeitragswert für ein Grundstück, so findet eine nachträgliche Ermittlung statt.

Von den Grundstücken sind Einfamilienhäuser mit 65% zu bewerten; die Landesfinanzämter können für Teile ihres Bezirkes oder für Grundstücksgruppen eine niedrigere Bewertung (bis 45%) zulassen. Wie Einfamilienhäuser werden auch die Werkswohnungen behandelt. Mietwohngrundstücke werden mit 45% des Wehrbeitragswertes bewertet. Die Landesfinanzämter können hier den Prozentsatz der Bewertung bis 30%, bei Miethäusern, die minderbemittelten Bevölkerungskreisen dienen, bis 25% herabsetzen.

Geschäftsgrundstücke werden mit 70% des Wehrbeitragswertes bewertet; Herabsetzung dieses Satzes durch die Landesfinanzämter bis auf 45% ist zulässig. Grundstücke, die wegen Stilllegungen, Betriebseinschränkungen, Kurzarbeit usw. längere Zeit ungenutzt sind, können auf Antrag um 30% niedriger als nach dem im Landesfinanzamtsbezirk maßgebenden Satz bewertet werden. Als Geschäftsgrundstücke gelten solche Grundstücke, die fremden oder eigenen gewerblichen Zwecken dienen.

Steigerung der Unfallrenten. Bekanntlich ist eine Erhöhung der Unfallrenten und sonstigen Aufwendungen der Berufsgenossenschaften mit Wirkung ab 1. Juli 1925 durch das „Zweite Gesetz über Änderungen in der Unfallversicherung“ vom 14. Juli 1925 erfolgt. Endgültige Zahlen darüber, wie sich diese Erhöhung auswirkt, liegen noch nicht vor. Einen gewissen Anhalt bietet aber der Vergleich der Beträge, welche die Berufsgenossenschaften an die Post damals und jetzt für die von ihr für ihre Rechnung vorgenommenen Zahlungen zu erstatten haben. Diese waren im Jahre 1925 festgesetzt auf 6,66 Millionen RM. monatlich, ab 1. April d. J. belaufen sie sich auf 12 Millionen RM. monatlich, weisen also eine Steigerung von 82,4% auf. Diese Steigerung ist im wesentlichen durch die Erhöhung der Renten bewirkt. Die Erhöhung der übrigen Lasten, die das Gesetz bringt, ist darin noch kaum zum Ausdruck gelangt.

Die Pfändbarkeit der Notstandsarbeiterlöhne. Nach § 9 der Bestimmungen über öffentliche Notstandsarbeiten vom 30. 4. 1925 gilt die Beschäftigung bei Notstandsarbeiten als Beschäftigung im Sinne der Reichsversicherung und des Einkommensteuergesetzes. In einem Runderlaß des Preussischen Ministers für Volkswohlfahrt (III. R. I. 1101) wird darauf hingewiesen, daß daher die Vergütung der Notstandsarbeiter auch nach Ansicht des Reichsarbeitsministeriums dem Arbeitslohn freier Arbeiter hinsichtlich der Pfändbarkeit gleichzustellen ist. In welchem Umfange die Pfändung möglich ist, wird sich also nach den allgemeinen Bestimmungen über die Pfändbarkeit zu richten haben. Die Entscheidung dieser Frage wird den Gerichten überlassen bleiben müssen.

Zur Berechnung der Unkostenzuschläge bei Notstandsarbeiten. Die Träger von Notstandsarbeiten haben es häufig abgelehnt, die Beiträge, die der Unternehmer für die bei Notstandsarbeiten beschäftigten Arbeiter an seine Berufsorganisation abzuführen hat und die nach der gezahlten Lohnsumme berechnet werden, auf die Unkostenzuschläge

anzurechnen, die sie dem Unternehmer gewähren. Im Einvernehmen mit dem Reichsarbeitsminister hat der Reichsminister der Finanzen in einem Schreiben vom 4. II. 1926 entschieden, daß bei Notstandsarbeiten die Beiträge für die Berufsorganisationen bis zur Höhe von 50% der allgemeinen Beiträge als erstattungsfähig anzuerkennen sind.

**Bescheinigung über den Entlassungsgrund.** (Besch. d. RAM. v. 10. 3. 1926.) Der Arbeitgeber ist nach Art. 1, Satz 1, der Ausführungsvorschriften zur Erwerbslosenfürsorge vom 2. 5. 1925 (RGBl. I, S. 63) nur verpflichtet, dem Vorsitzenden des öffentlichen Arbeitsnachweises Auskunft über Beginn, Ende und Art des Beschäftigungsverhältnisses, sowie über den Entlassungsgrund des Arbeitnehmers zu geben. Dem Entlassenen gegenüber besteht diese Verpflichtung nicht.

**Zentrale Lohnregelung im Baugewerbe.** Wie im „Bauingenieur“ 1926, Heft 10, S. 210, mitgeteilt wurde, ist am 13. 2. 1926 zwischen den Parteien des früheren Reichstarifvertrages für das Baugewerbe ein zentrales Lohnschiedsgericht vereinbart worden, das im Falle des Scheiterns bezirklicher Verhandlungen durch endgültige Schiedssprüche die Löhne im Baugewerbe festsetzen soll. Dieses zentrale Lohnschiedsgericht hat unter dem Vorsitz des Senatspräsidenten Dr. Spiegelthal vom 29. März bis 1. April d. J. seine erste Tagung abgehalten. Aus zahlreichen Gebieten lagen Anträge der Arbeitgeber auf Abbau besonders hoher Löhne oder auf Versetzung einzelner Orte in niedrigere Ortsklassen vor. Ein teilweiser Lohnabbau, der im wesentlichen der Angleichung übersteigter Löhne an das allgemeine Lohnniveau diente, wurde für Bayern, Württemberg, Maingau-Rheingau und Minden-Lippe festgesetzt. Für alle übrigen Gebiete, für die Lohnänderungen beantragt waren, sind die Anträge zur nochmaligen bezirklichen Verhandlung zurückverwiesen worden. Die Gewerkschaften haben sich ausdrücklich bereit erklärt, in den neuen bezirklichen Verhandlungen ernstlich und sachlich über die Arbeitgeberanträge zu beraten. Es handelt sich hierbei im wesentlichen um die Gebiete Rheinland-Westfalen, Hannover-Braunschweig, Brandenburg-Grenzmark, Pommern, Thüringen und Schlesien. Die neuen bezirklichen Verhandlungen sollen bis zum 30. April stattfinden, und zwar mit Ausnahme von Thüringen, Schlesien und Hannover-Braunschweig unter Leitung eines Unparteiischen. Im Falle des Scheiterns tritt das zentrale Schiedsgericht nach dem 30. April wieder zur Entscheidung dieser Fälle zusammen. Bis dahin gilt der bisherige tarifliche Zustand.

**Reichslebenshaltungsindex.**

Januar: 139,8      Februar: 138,8      März: 138,3

**Großhandelsindex.**

3. März	10. März	17. März	24. März	31. März	7. April
117,3	117,6	117,8	119,0	121,2	122,0

**Gesetze, Verordnungen, Erlasse.**

(Abgeschlossen am 8. April.)

**Übergang von Werksbeurlaubten in die Erwerbslosenfürsorge.** (Erl. d. R. A. M. v. 9. III. 1926.) Die Bestimmung, daß beim Übergang aus der Werksbeurlaubung in die Vollerwerbslosigkeit keine Wartezeit gemäß § 9, Abs. 1, der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge vom 16. II. 1924 durchzumachen ist, gilt auch für den Fall, daß der Arbeitnehmer das Arbeitsverhältnis kündigt.

**Gesetz über die Geltungsdauer von Vorschriften der Reichsversicherungsordnung.** Vom 26. März 1926 (R. G. Bl. I, S. 179). Die Beschränkung der Geltungsdauer auf den 31. März 1925 bzw. 1926 der Absätze 3 und 5 des § 180 der R. V. O. (Bemessung des vollen Arbeitsverdienstes als Grundlohn), des § 318 b (Listenführung der Arbeitgeber über den den Versicherten gezahlten Entgelt), des § 318 c (Festsetzung des Grundlohnes durch den Kassenvorstand bei Fehlen der Meldung des Arbeitgebers), des § 393 a (Zahlung der Beiträge am jedesmaligen Lohnstage) und des § 393 b (Ermächtigung des Reichsarbeitsministers zu weiteren Erleichterungen der Beitragseinholung) fällt weg, so daß auch diese Bestimmungen weiterhin vorläufig Geltung haben.

**Gesetz über die Bereitstellung von Kredit zur Förderung des Kleinwohnungsbaues.** Vom 26. März 1926 (R. G. Bl. I, S. 179). Der Reichsminister der Finanzen wird ermächtigt, 200 Millionen Reichsmark im Wege des Kredits flüssig zu machen, um die Gewährung von Zwischenkrediten auf erste Hypotheken für Kleinwohnungen zu fördern. Die näheren Vorschriften über die Verwendung der Mittel erläßt der Reichsarbeitsminister. (Vgl. Mitteilung in Heft 13 des „Bauingenieur“, S. 267.)

**Gesetz zur Änderung der Preuß. Steuernotverordnung.** Vom 27. März 1926. (Gesetzsamml. S. 127.) Die Hauszinssteuer beträgt 900% der vorläufigen Steuer vom Grundvermögen (bisher 700%). Von dem Aufkommen sind  $\frac{18}{36}$  (bisher  $\frac{7}{14}$ ) zur Förderung der Neubautätigkeit zu verwenden, und zwar fallen hiervon  $\frac{9}{36}$  (bisher  $\frac{3}{14}$ ) dem Lande,  $\frac{12}{36}$  (bisher  $\frac{4}{14}$ ) den Stadt- und Landkreisen zu. Von den übrigen  $\frac{18}{36}$  (bisher  $\frac{7}{14}$ ) werden  $\frac{6}{36}$  (bisher  $\frac{2}{14}$ ) den Gemeinden

(Gemeindeverbänden) zur Deckung der übrigen Ausgaben überwiesen;  $\frac{12}{36}$  (bisher  $\frac{5}{14}$ ) fließen dem Lande zu. — Von der Steuer befreit werden unter besonderen Voraussetzungen Grundstücke, die für öffentliche, gemeinnützige, mildtätige oder religiöse Zwecke benutzt werden, ferner fremden Staaten gehörende Grundstücke der Botschaften, Konsulate usw. — Der Finanzminister hat die Steuer zu stunden und niederschlagen, insoweit ihre Einziehung eine unbillige Härte bedeutet, das ist u. a. bei gewerblich genutzten Gebäuden, deren Räume durch Betriebseinschränkungen, ungünstigen Geschäftsgang oder infolge schlechter Saison gegenüber der Vorkriegszeit erheblich geringer ausgenutzt werden.

**Verordnung über den üblichen Zinsfuß.** Vom 27. März 1926 (RGBl. I, S. 183). Üblicher Zinsfuß im Sinne des § 7 des Aufwertungsgesetzes ist bis auf weiteres ein Zinsfuß von 10%. (Bisher 11%.) Zwei tabellarische Übersichten über den Barwert einer am 1. Januar 1932 fälligen Aufwertungsforderung für die Monate April 1926 bis Dezember 1931 sind der Verordnung beigelegt.

**Zweite Bekanntmachung über die Wechsel- und Scheckzinsen.** Vom 27. März 1926 (RGBl. I, S. 190). Der für die Berechnung der nach Art. 50, 51 der Wechselordnung und § 17 des Scheckgesetzes zu entrichtenden Zinsen maßgebliche Reichsbankdiskontsatz ist auf 7% festgesetzt worden.

**Gesetz über Steuermilderungen zur Erleichterung der Wirtschaftslage.** Vom 31. März 1926 (RGBl. I, S. 185). Das Gesetz, über dessen Inhalt schon auf S. 269 dieser Zeitschrift berichtet wurde, tritt am 1. April in Kraft. Es bringt die Hinausschiebung der Erhöhung der gesetzlichen Miete auf 100% der Friedensmiete bis zum 31. März 1927, die Senkung der Umsatzsteuer auf 0,75% ab 1. April und die Aufhebung der Luxussteuer. Die Umsatzsteuerermäßigung muß, wie bei den früheren Senkungen des Steuersatzes, den Kontrahenten von vor dem 1. April geschlossenen Verträgen, die noch nicht abgewickelt sind, vergütet werden. Ferner enthält das Gesetz die steuerlichen Erleichterungen der Betriebszusammenschlüsse auf dem Gebiet der Kapitalverkehrssteuer, die Verlegung der Einkommensteuervorauszahlungstermine auf den 10. des ersten Quartalsmonats, den Wegfall der Vermögensteuerzahlung vom 15. Mai 1926 und die sonstigen Erleichterungen auf dem Gebiet der Vermögensteuer (Ermäßigung des Tarifs bei Vermögen bis zu 30 000 M.), ferner die Änderungen der Verbrauchssteuern (Wein-, Salz-, Bier- und Schaumweinsteuer). Eine Vermögensteuerveranlagung für 1926 findet nicht statt.

**Verordnung über die Bewertung zwangsbewirtschafteter Grundstücke für die erste Feststellung der Einheitswerte nach dem Reichsbewertungsgesetz.** Vom 25. März 1926 (RGBl. I, S. 180.) Vergl. die vorstehende kleine Mitteilung.

**Preußische Gewerbeertragssteuererklärung.** Nach Mitteilung des Landesfinanzamtes Berlin findet eine offizielle Verlängerung der Abgabefrist nicht statt. Den Steuerpflichtigen soll jedoch kein Nachteil erwachsen, wenn sie die Erklärung erst bis zum 24. d. M. beim Finanzamt abgeben.

**Rechtssprechung.**

**Arbeitsrecht.** Reichsgerichtsentscheidung über den Begriff der Stilllegung des Betriebes im Sinne des § 96, Abs. 2 BRG. Nach § 96, Abs. 2 BRG. kann einem Mitgliede der Betriebsvertretung ohne Zustimmung der Betriebsvertretung nur dann gekündigt werden, wenn der Betrieb stillgelegt wird und Betriebsratsmitglieder entlassen werden müssen. Auf Grund dieser Bestimmung hatte eine Firma, die vom 1. Juli 1924 ab ihren Betrieb stilllegte, mit dem größten Teil ihrer Angestellten und Arbeiter auch drei Mitgliedern des Angestellten- und Betriebsrates gekündigt. Diese forderten von der Firma Fortzahlung des Gehaltes, da der Betrieb nur 7 Tage lang zum Schein geruht habe. Das Reichsgericht hob das abweisende Urteil des Oberlandesgerichts auf mit der Begründung, daß unter Betrieb im Sinne des § 96 BRG. nicht die Betriebsanlage, sondern der innere Organismus des ganzen Geschäftes zu verstehen ist. Zwar kann auch eine zeitweilige Betriebseinstellung eine solche dem Sinne des § 96 BRG. entsprechende Betriebsstilllegung darstellen; jedoch ist das nicht der Fall, wenn sich die Wiederaufnahme der Arbeit so rasch an die erfolgte Stilllegung anschließt, daß sie nur als eine Fortsetzung des alten Betriebes aufgefaßt werden kann. Zum nächsten Kündigungstermin kann den Klägern jetzt gekündigt werden, da sie nicht mehr Betriebsratsmitglieder sind. (Reichsgerichtsurteil III 427/25 vom 16. Februar 1926.)

**Berichtigung.** In dem Aufsatz „Preisergliederungsliste und Leistungsverzeichnis als Mittel zur Gesundung des baugewerblichen Verdingungswesens“ in Heft 7 ist auf S. 135 ein Druckfehler unterlaufen. Es muß dort in Zeile 10 ff. der 2. Spalte heißen: „Diese Leistungen. . . . sollten, wenn. . . . gesagt ist, nicht als Obliegenheit des Unternehmers angesehen werden.“

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

## A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 11 vom 18. März 1926.

- Kl. 20 i, Gr. 1. W 69 385. Fa. F. Paul Weinitschke G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Abhängigkeit zwischen getrennten Fahrstraßen- und Signalhebeln. 19. V. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 4. A 42 291. Wilhelm Ackermann, Essen, Frau-Bertha Krupp-Str. 1. Schwenkbare Vorrichtung für den Gleisanschluß von Abbaustrecken an Bremsbergen. 19. V. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 19. S 69 615. Fa. Suter-Strickler & Co., Horgen, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Elektrische Eisenbahnschranke; Zus. z. Pat. 423 872. 9. IV. 25.
- Kl. 20 k, Gr. 9. A 44 153. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Windschiefe Kettenfahrlleitung ohne Nachspannvorrichtung mit abschnittweiser Vertauschung von Fahrdrabt und Tragsseil für elektrische Bahnen. 7. II. 25.
- Kl. 35 b, Gr. 1. R 58 859. Heinrich Riechel, Cassel-W., Kunoldstr. 16. Konsol-Drehkran. 4. VII. 23.
- Kl. 37 d, Gr. 7. N 23 383. Fa. Niederheinische Steinholz-Industrie C. Conrads G. m. b. H., Crefeld. Steinholzfußboden. 12. VII. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 1. Sch 72 830. Carl Schneider, Ribnitz, Meckl., und Skanska Cementaktiebolaget, Malmö, Schweden; Vertr.: Karl Lenk, Berlin, Friedrichstr. 192/193. Verfahren zur Herstellung eines Erregers für hydraulische Bindemittel. 26. I. 25.

Am 1. Januar 1926 ist eine neue Gruppeneinteilung der Patentklassen in Kraft getreten, die für die Veröffentlichungen im Patentblatt maßgebend ist (vgl. Bauingenieur Nr. 5 vom 29. Januar 1926). Veröffentlichungen, welche die Patente bis einschließlich 424 660 betreffen (Löschung, Zurücknahme, Nichtigkeitserklärung usw.), erfolgen unter der alten Klassenangabe.

- Kl. 80 b, Gr. 3. K 92 522. Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, Zehlendorfer Str. 4 a. Verfahren zum Brennen von Zement. 20. I. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 6. B 113 752. Peter P. Budnikoff u. Morduch E. Lewin, Iwanowo-Wosnessensk, Rußland; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnigk, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung einer Zementart. 14. IV. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 126. M 88 654. Bertha Müller, geb. Neitzert, Bochum, Waldstr. 24. Verfahren zum Beschicken von Abraumsetzern mittels fahrbarer Rampe. 2. III. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 127. A 38 596. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Abraumförderbrücke. 9. X. 22.

## B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 11 vom 18. März 1926.

- Kl. 19 b, Gr. 5. 427 420. M. E. W. Fitzgerald u. F. F. Maynard, Eltham, Neu-Seeland; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Büchler, Pat.-Anw., Aachen. Sandstreuer. 23. VI. 23. F 54 237. Neu-Seeland 20. XI. 22.
- Kl. 19 e, Gr. 3. 427 473. Erich Kort, Gifhorn. Unterirdische Marksteinsicherung. 8. VII. 24. K 90 181.
- Kl. 20 k, Gr. 14. 437 242. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Stromschienenschutz. 13. VII. 23. S 63 337.
- Kl. 37 a, Gr. 3. 437 499. Christoph Henrich, Duisburg-Ruhrort, Kanzlerstr. 7. Verfahren zum Herstellen von Putzdecken. 5. IV. 24. H 96 727.
- Kl. 37 c, Gr. 3. 427 226. Dipl.-Ing. Hans Wagner, Ober-Eblingen. Glasdachspores aus Eisen. 7. VI. 21. W 58 536.
- Kl. 85 a, Gr. 1. 427 221. Rud. A. Hartmann, Berlin, Gitschiner Str. 65. Kühler, bzw. Wärmeaustauschkörper für Wassersterilisation. 15. V. 24. H 97 241.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Asphalt- und Teerstraßen (Bituminöse Straßenanlagen). Von B. J. Kerkhof, Berlin. Übersetzt von E. Ilse. Mit 10 Abbildungen auf Tafeln. (79 S.) Verlag von Julius Springer, Berlin, 1925. Gebunden RM. 7,50. (Die erste Auflage ist vergriffen, die zweite unveränderte Auflage erscheint soeben zum gleichen Preise.)

Von dem leitenden Direktor der „Maatschappy Wegenbouw“ in Utrecht, Kerkhof, ist in dem vorliegenden Buche eine Fülle von Grundsätzlichem für den Bau bituminöser Straßen sowie die mit diesen gemachten Erfahrungen zusammengetragen. Der Direktor der in diesem Jahre gegründeten Wegebaugesellschaften in Düsseldorf, Weimar, Stuttgart und München, E. Ilse, hat durch die Übersetzung des Buches der deutschen Fachwelt einen anerkanntenswerten Dienst erwiesen.

Das Buch ist aus der Praxis heraus entstanden und in der Hauptsache für diese auch bestimmt; es beschränkt sich in den theoretischen Erörterungen auf das unbedingt Erforderliche. Der Reihe nach werden eine große Zahl verschiedener Ausführungsarten von bituminösen Straßen, ihre Konstruktion und ihr Anwendungsbereich, ihr Material und die Unterhaltung eingehend behandelt; und zwar werden unterschieden: Stampfasphalt, Plattenasphalt, Guß- oder Streichasphalt,

Sand-, Steinschlagasphalt (Asphaltbeton) und Asphaltmakadam. Bevor in dem angegebenen Sinne auf sie eingegangen wird, finden die Grundlagen des Straßenbaues — unter besonderer Berücksichtigung der Asphaltstraßen — die erforderliche Erwähnung. Im Zusammenhange mit den verschiedenen an die Straßen von Fall zu Fall zu stellenden Anforderungen stellt Verfasser auf Grund gesammelter reicher Erfahrungen die maßgebenden Grundsätze für die Ausbildung der Unterbettung, der seitlichen Einfassung von Asphaltwegen und für den Straßenquerschnitt in gerader Strecke und in Kurven, sowie für das Gefälle bei den verschiedenen Asphalt-Straßenarten in kurzer übersichtlicher Form zusammen. Den Abschluß bilden die Kapitel über Oberflächenbehandlung und über die Prüfung bituminöser Materialien einschließlich der tabellarischen Zusammenstellung der maßgebenden Eigenschaften der einzelnen Baustoffe. Mit Rücksicht auf den gerade in deutschen Landen jetzt so überaus wichtigen wirtschaftlichen Gesichtspunkt, besonders im Vergleich zu anderen Straßenarten, wäre eine ausführliche Kostenübersicht sehr zu begrüßen gewesen. In den einzelnen, vorzüglichen Abbildungen findet der Text eine lebendige Unterstützung.

Es ist mit dem Buche der Fachliteratur eine wertvolle Ergänzung zuteil geworden, die bestens empfohlen werden kann. E.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

## Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Eine größere Zahl von Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen schuldet noch immer den Jahresanfang fälligen Beitrag, der auf der ordentlichen Mitglieder-Versammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember v. J. auf 8 Reichsmark jährlich, für Mitglieder des V.d.I. 6 Reichsmark und für Junioren auf 3 Reichsmark festgesetzt worden ist. Es wird gebeten, den Beitrag baldmöglichst auf das Postscheckkonto Nr. 100329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW. 7 (Ingenieurhaus), einzuzahlen.

## Führer für die Berufswahl.

Der jetzige Ostertermin wirft für zahlreiche junge Leute die Frage auf, welchen Beruf sie wählen wollen. Wir weisen daher unsere Mitglieder erneut auf die Schrift von Dipl.-Ing. Baer „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs“ hin, die im Auftrage des Deutschen Ausschusses für technisches Schulwesen

und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen verfaßt worden ist. Die Schrift, die u. a. vom sächsischen Unterrichtsministerium den Schülern der höheren Lehranstalten und deren Eltern empfohlen worden ist, kann zum Preise von 0,50 RM. vom VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 7, bezogen werden.

## Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenkweise zu überlassen.