

## Amtliche Mittheilungen.

### Preußen.

Den Regierungs-Baumeistern Paul Oehlmann in Charlottenburg und Johannes Uhlig in Bonn ist die nachgesuchte Entlassung aus dem Staatsdienste ertheilt worden.

Der Regierungs- u. Baurath z. D. Ferdinand Hassenkamp, früher Mitglied der Königl. Eisenbahndirection in Magdeburg, ist gestorben.

### Deutsches Reich.

Seine Majestät der Kaiser und König haben dem Marine-Oberbaurath und Hafendirector Bieske bei der Kaiserlichen Werft in Danzig den Charakter als Geheimer Marine-Baurath verliehen.

Garnison-Bauverwaltung. Preußen. Dem Garnison-Bauinspector Fischer, mit Wahrnehmung der Geschäfte der Local-Bauinspectorstelle in Insterburg beauftragt, ist diese Stelle übertragen.

Der Intendantur- und Baurath Kalkhof von der Intendantur des XVII. Armeecorps ist zur Intendantur des XIV. Armeecorps und der Baurath Böhmer, Garnison-Bauinspector in Berlin III, zur Intendantur des XVII. Armeecorps zum 1. August 1900 versetzt; letzterer ist mit Wahrnehmung der Geschäfte eines Intendantur- und Bauraths beauftragt.

Dem Baurath Wellmann, Garnison-Bauinspector in Berlin V, ist die Local-Bauinspectorstelle Berlin III übertragen, und der Garnison-Bauinspector Holland in Berlin ist mit Wahrnehmung der Geschäfte der Local-Bauinspectorstelle Berlin V beauftragt, vom 1. August 1900 ab.

Der Geheime Baurath Schmidt, Intendantur- und Baurath der Intendantur des VIII. Armeecorps und der Intendantur- und Baurath Zaar der Intendantur der mil. Institute sind zum 1. Juli 1900 gegenseitig versetzt.

Die zum 1. Juli 1900 ausgesprochene Versetzung des Garnison-Bauinspectors Roessler in Siegburg nach Deutz ist aufgehoben.

### Bayern.

Der mit dem Titel eines Königlichen Bauamtmannes ausgestattete Regierungs- und Kreisbauassessor bei der Regierung von Niederbayern Benno Grünwald wurde wegen Krankheit und hierdurch hervorgerufener Dienstesunfähigkeit in den Ruhestand auf die Dauer eines Jahres versetzt.

Der Regierungs- und Kreisbauassessor Ludwig Bischoff in München wurde, seiner Bitte willfahrend, in den dauernden Ruhestand versetzt und denselben in Anerkennung seiner langjährigen

treuen Dienstleistungen der Titel und Rang eines Königlichen Bauraths verliehen; auf die bei der Regierung, Kammer des Innern, von Oberbayern erledigte Regierungs- und Kreisbauassessorstelle für das Landbaufach der Bauamtmann Ferdinand Inama v. Sternegg in Landshut, seiner Bitte willfahrend, berufen, auf die hierdurch bei dem Landbauamte Landshut sich eröffnende Bauamtmannstelle der Regierungs- und Kreisbauassessor Heinrich Beck in Landshut, seiner Bitte entsprechend, versetzt und auf die hiernach bei der Regierung, Kammer des Innern, von Niederbayern frei werdende Regierungs- und Kreisbauassessorstelle für das Landbaufach der Bauamtsassessor Georg Dittmar in Kissingen befördert.

### Sachsen.

Bei der Königlichen sächsischen Strafsen- und Wasserbauverwaltung ist den Bauräthen Döhnert in Zwickau, Michael in Leipzig und Lempe in Plauen i. V. Titel und Rang als Finanz- und Baurath verliehen worden, ferner sind die Bauräthe Hübler und Range in Dresden zu Finanz- und Bauräthen ernannt, die Strafsen- und Wasserbauinspectoren Baurath Schiege in Chemnitz nach Dresden, Pietzsch in Freiberg nach Chemnitz und der Bauinspector Seifert in Dresden, letzterer unter Ernennung zum Strafsen- und Wasserbauinspector, nach Freiberg versetzt, sowie die präd. Bauinspectoren, Regierungs-Baumeister Williams in Leipzig, Gölkel in Pirna, Hoeland in Zwickau, in gleichen die Regierungs-Baumeister Neminar in Annaberg u. d. Matthes in Schwarzenberg zu etatmäßigen Bauinspectoren ernannt worden.

Bei der Verwaltung der Staatseisenbahnen sind zu Regierungs-Baumeistern ernannt worden: die Regierungs-Bauführer Friedrich Karl Donath in Plauen i. V., Rudolf Pfeiffer in Dresden, Karl Rudolf Poppe in Freiberg, Fritz Schauer in Dresden, Georg Paul Starke in Altenburg und Friedrich Bernhard Hugo Wernecke in Dresden.

### Württemberg.

Seine Majestät der König haben Allernädigst geruht, den Regierungs-Baumeister Wechsler in Stuttgart zum technischen Expeditor im Finanzdepartement zu ernennen und für die Dauer der bevorstehenden Erweiterungsbauten auf dem Bahnhof Ulm die Errichtung einer Eisenbahnbausection daselbst zu verfügen. Die Vorstandsgeschäfte dieser Section werden mit Wirkung vom 1. Juli d. J. dem seitherigen Vorstand der Bausection Biberach, tit. Bauinspector Luppfer, übertragen.

[Alle Rechte vorbehalten.]

## Nichtamtlicher Theil.

Schriftleiter: Otto Sarrazin und Friedrich Schultze.

### Neuere Holzbauten in Skandinavien.

(Schluß aus Nr. 49.)

Einzelne Beispiele der Bestrebungen in Schweden und besonders in Norwegen, die Holzbaukunst durch Anknüpfen an die alten Blockhausbauten in volkstümlich nationale Bahnen zu lenken, sind in Deutschland durch die Veröffentlichungen von Dietrichson und Munthe bereits bekannt geworden. Munthe hat in Deutschland selbst einige Bauten dieser Richtung, z. B. die Kirche und das Jagdhaus in Rominten, zur Ausführung gebracht. Seine Ausführungen in und bei Christiania sind vornehmlich Gasthäuser und Logirhäuser, so das inmitten eines Stadtparks gelegene Wirthshaus Hanshaugen, das Touristengasthaus nebst Schenke auf dem nahen Gebirgsrücken Holmenkollen und das diesem benachbarte Wirthshaus Frogner-säteren. Munthe verwandte von den alten Bauernhäusern den Blockbau für die tragenden Wände und die ausgekragten Galerien im Oberstock. Von den Stabkirchen sind die hoch emporragenden Drachenköpfe der Giebelbekrönungen und die kammartigen Be-

tonungen der Dachfirsten entlehnt. Die Einzelheiten der Holzschnitzereien sind in der Technik der vergangenen Jahrhunderte gearbeitet. Trotzdem muthen diese Bauten durchaus neuzeitlich an infolge der reicheren Gesamtgliederung der auch einen größeren Umfang einnehmenden Gebäude, infolge der größeren Flächen der Fensteröffnungen und der reicheren Durchbrechung der offenen Hallen und Galerien. Dabei ist den Bauten ein hohes Maß von Eigenart nicht abzusprechen, obgleich die den Bauten der Vergangenheit eigene Ruhe und Schlichtheit nicht erreicht ist. Sie sind eben Kinder der Jetztzeit trotz aller Anklänge an die ältere Bauweise. Munthe führt den unverkleideten Holzbau auch im Innern durch, und es ist ihm gelungen, in seinen hallenartigen Räumen mittelst Einbaues der Schenktsche in die Wandgliederung, die Wiederverwendung der alten Kaminformen, die Verbindung von Sitzplätzen mit der Wandconstruction und die Durchbildung der sichtbaren Deckenträger bei

glücklichen Raumabmessungen malerisch wirkende Innenarchitekturen zu schaffen. Der Weg, den der bereits verstorbene Munthe gezeigt hat, wird jetzt schon mehr begangen. Namentlich hat sich der Architekt Sverre in Christiania die weitere Ausbildung seiner Richtung anlegen lassen. Von Sverres Bauten gilt das von Munthes Schöpfungen Gesagte in noch höherem Grade. Sverre verwendet die

Blockhausbauweise und die altnordischen Zierformen für seine Zwecke in der freiesten Weise. Ein Zeugnis seines künstlerischen Könnens giebt die in Abbildung 9 dargestellte Fensterwand des Speisesaals im Holmenkollens Gasthaus. Die Trennwände der Fensternischen, die Säulen und Deckenträger sind in reichster Weise mit Holzschnitzerei geschmückt. In den oberen Stockwerken desselben Baues sind einzelne Räume in Formgebung und Farbe genau den Einrichtungen alter Bauernstuben nachgearbeitet. Ein

Telemarkenzimmer giebt die Bauformen des eigenen Landes aus dem 18. Jahrhundert mit all seiner reichen Farbenpracht wieder, während eine benachbarte Stube, als Dithmarscher Zimmer bezeichnet, hauptsächlich aus alten Einrichtungsstücken einer Wilstermarschstube zusammengesetzt ist (Abb. 10). Dieses Zimmer mit seinen gefalteten Wänden, reich geschnitzten Wand-schränken, der Wanduhr, dem mit biblischen Darstellungen geschmückten Billeger und seinem sonstigen Hausrath macht, selbst losgelöst von der Heimath und in ein modernes Haus eingebaut, einen abgestimmten Eindruck, ein sprechendes Zeugnis für das Können und die Gestaltungskraft der Kunsthandwerker der Elbmarschen aus der Mitte des 18. Jahrhunderts.

Es fordert zum Vergleich heraus, wenn gerade in denselben Häusern, welches jenes aus dem Volksempfinden heraus auf Grund einer langjährigen Kunstübung geschaffene Zimmer enthält, der norwegische Maler Gerhard Munthe einen Raum mit seinen Werken ausgestattet hat. Es handelt sich nicht um ein Zimmer, das praktischen Zwecken dienen soll, vielmehr soll dasselbe nur den Rahmen für die Muntheschen Werke bilden, also zum beschaulichen Versenken in letztere einladen. Die Paneele der Wände sind hier mit schwarzen

geschwungenen Linien auf rothem Grunde geziert. Darüber ist ein Fries von Muntheschen Wandbildern, Begebenheiten der nordischen Sage darstellend, flacherhaben in Holz geschnitten und naturalistisch bemalt. Stuhllehnen sind mit Drachenhälsen geschmückt. Ein

Schwanzzug dient als Rücklehne einer mittleren rund geschwungenen Sitzbank. Das ganze wird von Glasfenstern mit opalisirenden farbigen Scheiben beleuchtet. Einzelheiten des Werkes ist eine Frische der Erfindung nicht abzusprechen. Aber dem ganzen fehlt die Unterordnung des einzelnen Schmuckes unter einen die Stimmung des Gesamttraumes bedingenden Grundton. Die geschnitzten Bildwerke mit ihren leuchtenden Farben würden vielleicht in dem malerischen Halbdunkel einer altnordischen Königshalle am rechten Platze sein, hier in der modernen Umgebung ist ihre Wirkung keine günstige.

Die Bestrebungen, den alten Blockhausbau wieder zu Ehren zu bringen, beschränken sich nicht auf Christiania und Umgebung. Sverre hat in Golo eine Anzahl Holz-häuser mit Blockhauswänden geschaffen. Der norwegische Architekt Trap-Meyer beschiede die nordische Ausstellung in Stockholm mit der Entwurfzeichnung einer malerisch auf einem Felsvorsprung emporragenden Blockhausvilla. Dafs auch höher im Norden in Drontheim die alte Bauweise wieder geübt wird, hiervon zeugt ein kleiner von Tams u. Co. erbauter Pavillon der Stockholmer Ausstellung, welcher bei bescheidenen Gröfsenverhältnissen eine Fülle reizvoller Einzelheiten in seiner Vorhalle, den Zwerggalerien, Thürbildungen vereinigte. Schon früher hatten die Norweger ihre alte volkstümliche Bauweise in einer Ausstellung zu Gothenburg durch zwei Häuschen zur Anschauung

gebracht, welche jetzt auf der Schäreninsel Styrsö-Tange als Sommerlandhäuser dienen. In dem Gebäude des biologischen Museums zu Stockholm, das 1897 in die nordische Ausstellung mit einbezogen war, sind die Formen der norwegischen Stabkirchen mit großem Geschick verwandt.

Es ist erklärlich, dafs auch der Stockholmer Architekt Gustav Améen, welcher die Blockhausbauten Dalekarniens durch genaue



Abb. 5.

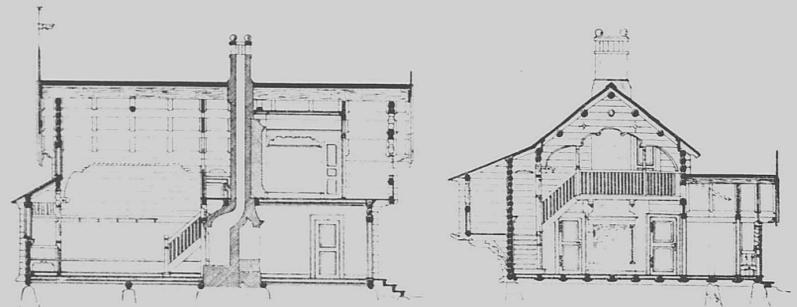


Abb. 6. Längenschnitt.

Abb. 7. Querschnitt.

Sommerlandhaus am Siljansee.



Abb. 8.

Aufnahme im Bilde erhalten hat, den Versuch gemacht hat, die alte Bauweise wieder zu verwenden. Das bescheidene, von ihm am Siljansee, also in derselben ländlichen Umgebung erbaute Sommerlandhaus erscheint so wohl gelungen, dafs es in den Abb. 5 bis 8 und 11 u. 12 genauer dargestellt ist. An einen hallenartigen Hauptwohnraum, der mit Fensternische, Kaminplatz und Treppchen nach dem Oberstock ausgestattet wurde, ist eine Küche mit Nebengelafs, eine Schlafstube und eine Fremdenstube angegliedert. Die alte Sparrenstube mit

Geselligkeit mit wenigen guten Freunden. Der ganze Bau ist von einer Schlichtheit und Frische der Erfindung, dafs man ihn dreist den besten Werken früherer Zeit gleich stellen kann.

Es ist kaum anzunehmen, dafs der Blockhausbau selbst im skandinavischen Norden wieder Allgemeingut wird. Voraussichtlich wird er auf Einzelausführungen beschränkt bleiben. Immerhin muß der Einfluß, den das Versenken in diese alte volkstümliche Bauweise auf die neuen Werke nordischer und auch deutscher Künstler



Abb. 9. Fensterwand des Speisesaals im Gasthaus Holmenkollen bei Christiania.



Abb. 10. Sogenanntes Dithmarscher-Zimmer (Wilstermarschstube) im Gasthaus Holmenkollen bei Christiania.

seitlichem Loft, mit einem Stabur vereinigt, hat ihre Auferstehung gefeiert und ist so für einen Sommeraufenthalt aufs beste eingerichtet. Von den Söllern, die von dem Treppchen und der Schlafstube aus zugänglich sind, schweift der Blick hinaus über die Wasserfläche des Siljansees. Der Hallenraum ist zugleich bestimmt, für die Pflege der

ausüben wird, ein segensreicher sein, wenn man sich nicht darauf beschränkt, die alten Zierformen nachzuahmen, sondern sich bemüht, dem inneren Wesen der alten Kunst nachzugehen, ihren Werdegang und ihre Folgerichtigkeit zu erkennen. Schleswig. C. Mühlke.

### Die vereinigten Museen im Castel Sforza in Mailand.

Seit kurzem besitzt Mailand ein umfangreiches Kunst- und Alterthumsmuseum in den weiten Räumen des Castel Sforza, die, wie der „Corriere della Sera“ in Nr. 119 d. J. berichtet, eine hervorragend geeignete Aufstellung bieten. Diese Sammlung setzt sich aus zwei städtischen Sammlungen zusammen, dem Museo Archeologico und dem Museo Artistico Municipale.

Das Museo Archeologico kann als eine Gründung des Malers Giuseppe Bossi, des verdienten Secretärs der R. Accademia di Belle Arti aus dem Anfang des Jahrhunderts betrachtet werden, denn in den Räumen dieser Accademia begann er von 1806 ab viele Bruchstücke des ehemals für den Dom bestimmten, nach der Schlacht bei Pavia aber ins Kloster S. Marta verbrachten und dort verstümmelten und verschleuderten Grabdenkmals für Gaston de Foix einschliesslich der liegenden Gestalt desselben von Agostino Busti, von welchem die Accademia schon das Denkmal des Dichters Lancino Curzio besafs, zu verwahren. Die Einlegung verschiedener Stadthore, die Aufgabe von Kirchen, die durch städtische Bauarbeiten bedingten Aufgrabungen verschafften der Sammlung fortwährenden Zuwachs, zu welchem bei dem Tode Bossis noch dessen eigene werthvolle Alterthümersammlung kam. Erst im Jahre 1862 gewann diese Sammlung selbständiges Leben durch eine jährliche Zuwendung und eine Verwaltung, die

aus acht Bürgern unter dem Vorsitz des Bürgermeisters bestand. Die Sammlungen waren seit 1863 im Erdgeschoß der Brera untergebracht. Zuwendungen seitens der Regierung, des Ministeriums des k. Hauses, der Stadtgemeinde und verschiedener öffentlicher und privater Verwaltungen liefsen den Bestand so anwachsen, dafs der genannte Aufstellungsort nicht mehr ausreichte, während zugleich auch der Werth der Gegenstände dringend eine bessere Verwahrung erheischte.

Aus jüngerer Zeit stammt das Museo Artistico Municipale, welches seit 1878 in den oberen Sälen des jetzt abgetragenen Gebäudes an der Ostseite der Giardini Pubblici, des „Salone“, aufgestellt war. Viele Zuwendungen von Kunstgegenständen versetzten die

Augenmerk auf die Schaffung einer Sammlung künstlerisch und geschichtlich bedeutender Gegenstände zu richten. Von den ersten Stiftungen an, unter denen die werthvolle Sammlung von Münzen aus Mailand und anderen Städten, welche Graf Luigi Castiglioni der Stadt 1832 schenkte, bis zu den neuesten des Dr. Antonio Guasconi, der 1863 Gemälde, Zeichnungen, Drucke, Stoffe, Gläser, Bronzen usw. schenkte, und der des Grafen G. Giacomo Attendolo Bolognini, gestorben 1865, der eine gleichfalls reiche und vielseitige Kunstsammlung vermachte, mußte sich die Stadtverwaltung bei dem Mangel jeden geeigneten Aufstellungs-

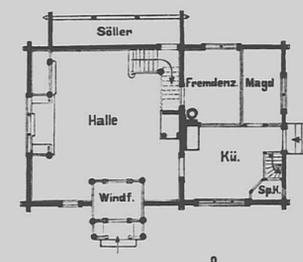


Abb. 11. Erdgeschoss.

Sommerlandhaus am Siljansee.

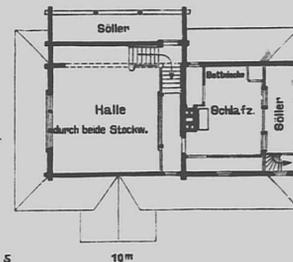


Abb. 12. I. Stockwerk.

raumes mit der Biblioteca Ambrosiana abfinden, um dort die werthvollsten Stücke aufstellen zu können, während andere Stücke im Palazzo Marino oder in den Magazinen des Civico Economato aufbewahrt wurden. Aber die Zuwendungen dauerten fort. 1867 vermachten Dr. Guiseppe Sormani und 1871 der Graf Taverna ihre reichen Münzen- und Medaillen-Sammlungen. Die Schenkung der Sammlung Malachia de Cristoforis im Jahre 1876, bestehend aus Alterthümern und Gemälden, führte durch ihre Reichhaltigkeit und ihren Werth die Gemeinde zur Erkenntnis, daß der Augenblick zur Gründung eines Museo Civico unaufschiebbar gekommen sei, zumal da ohne Unterlaß Schenkungen geringeren Umfanges einliefen. Deshalb ließ 1876 bis 1878 die Stadt einige obere Säle des alten, in der zweiten Hälfte des 17. Jahrhunderts durch Pietro Carcano gestifteten, nach Aufhebung der Orden aber verschiedenen Zwecken zugeführten, insbesondere 1871 als Sitz der nationalen Gewerbe-Ausstellung, 1872 für die Kunst-Ausstellung und 1875 für die rückschauende Kunstgewerbe-Ausstellung verwandten Klosters zu Museumszwecken einrichten. Diese theilweise Einrichtung als Museum konnte nur vorübergehend sein sowohl wegen des ungenügenden baulichen Zustandes des alten Gebäudes als auch wegen der Unzulänglichkeit der Räume, indem nunmehr außer weiteren Schenkungen auch Erwerbungen hinzukamen. So mußten neuerdings Zugänge in Kisten und Magazinen in der Hoffnung auf eine bessere Zeit verpackt bleiben.

Als am besten geeignete Oertlichkeit für eine endgültige Aufstellung dieser Sammlungen war schon lange das Castel Sforza erschienen, doch drang die öffentliche Meinung auf vollständige Befestigung desselben. Als im Jahre 1884 diese Gefahr beschworen war, was in erster Linie der Einsicht und Ausdauer Luca Beltramis zu danken ist, zeigte sich der bauliche Zustand so schlecht, daß die Erfüllung der Hoffnung, dort das Museum aufstellen zu können, in

### Ueber die Beanspruchung des Baugrundes bei den Widerlagern von Bogenbrücken.

Bei der statischen Berechnung der Widerlager von Bogenbrücken begnügt man sich in der Regel mit dem Nachweis, daß die größte Pressung des Baugrundes an der Mauerwerksohle die zulässige Beanspruchung  $k$  nicht überschreitet und die kleinste nicht unter Null herabgeht, daß der Winkel, den die Mittelkraft  $R$  aller oberhalb der Sohle wirkenden äußeren Kräfte mit der Sohlennormalen bildet, kleiner als der Reibungswinkel  $\varphi$  ist, oder mit anderen Worten, daß die Seitenkraft in der Sohlenrichtung kleiner ist als die durch die dazu rechtwinklige Seitenkraft hervorgerufene Reibung.



Die genannten drei Bedingungen lauten in der Formelsprache:

$$\sigma_1 = \frac{N + \sum E \sin \epsilon}{F} \left(1 + \frac{a}{r}\right) < k \quad (1)$$

$$\sigma_2 = \frac{N + \sum E \sin \epsilon}{F} \left(1 - \frac{a}{r}\right) > 0 \quad (2)$$

$$Q - \sum E \cos \epsilon < \mu (N + \sum E \sin \epsilon) \quad (3)$$

wo  $N$  = rechtwinklig zur Sohle wirkender Theil der vom Bauwerk herrührenden Mittelkraft  $K$ ,  $R$

$Q$  = in der Sohlenrichtung wirkender Theil der vom Bauwerk herrührenden Mittelkraft  $K$ ,  $R$

$a = CS$  = Entfernung des Angriffspunktes der Gesamtkraft  $R$  vom Schwerpunkt  $C$ ,

$E$  = Werth der einzelnen auf das Widerlager wirkenden Erddrücke,

$\epsilon$  = Winkel der  $E$  mit der Sohlenrichtung,

$F$  = Fläche der Sohle,

$w$  = Widerstandshalbmesser derselben, =  $\frac{c}{6}$  bei rechteckiger Form,

$c$  = Sohlenlänge,

$\mu$  = Reibungskoeffizient.

Die Erfüllung vorstehender Bedingungen genügt jedoch im allgemeinen nicht, um bei schüttbarem Boden das Bauwerk vollständig zu sichern. Gleichung 3 sagt aus, daß ein Verschieben längs der Sohle  $OA$  nicht eintreten kann: sie giebt aber keine Gewähr dafür, daß dies nicht auf irgend einer anderen durch den Punkt  $O$  gehenden Ebene geschieht. Zur vollständigen Sicherstellung des Widerlagers gegen Verschieben muß demnach Gleichung 3) für jede beliebige Ebene  $OB$  erfüllt sein, wobei in  $N$  und  $Q$  das Gewicht des hinzugekommenen Erdkeils  $OAB$ , in  $E$  der Erddruck auf die Fläche  $AB$  mit einzurechnen ist, und der Winkel  $\epsilon$  sowie die Seitenkräfte  $Q$  und  $N$  sich auf die Richtungen gleichlaufend und rechtwinklig zu der angenommenen Gleitebene  $OB$  beziehen. Für die Anwendung dürfte es in der Regel genügen, die angegebene weitere Untersuchung

weite Ferne gerückt erschien. Ueber seine Bemühungen um die Erhaltung des Bauwerkes äußerte sich jüngst der genannte Architekt selbst in Nr. 126 des Corriere della Sera. Dieser Mittheilung zufolge wurde Beltrami gelegentlich der Ableistung der Militärpflicht in dem damals als Caserne dienenden Gebäude auf die vielfachen alten Reste dort aufmerksam. Er trat in der Folgezeit mit zahlreichen Schritten mit Eifer für die Erhaltung und Wiederinstandsetzung des Bauwerkes ein. 1884 wurde er vom Ministerium des öffentlichen Unterrichts mit der Aufnahme des Castells und der Ausarbeitung eines Wiederherstellungsentwurfes betraut. Endlich im Jahre 1890 begann die allmähliche Räumung des Gebäudes durch die Militärverwaltung und die Ueberweisung an die Stadt: damit erfolgte auch Schritt für Schritt der Abbruch späterer Um- und Einbauten sowie die Wiederherstellung des von der Sforza geschaffenen Bestandes.

Beltramis Bemühungen sind von glänzendem Erfolge gekrönt worden, und die obengenannten Museen haben in den weiten Räumen eine würdige Aufstellung gefunden. Theilnehmende Kreise beachtlichen Beltramis Verdienste durch Widmung einer goldenen Medaille zu ehren. Er schlug dagegen vor, den gesammelten Betrag und weitere Einnahmen zur Wiederherstellung der Hauptfront des Castells zu verwenden, insbesondere des „Torre del Filarete“, den „Maestro Antonio di Pietro Averulino“ 1452 zu bauen begonnen hatte. Dieser Thurm wurde 1521 durch Blitzschlag zerstört. Beltramis Vorschlag wird insoweit Erfolg haben, als der Ueberschuss der für den genannten Zweck gesammelten Gelder für die weitere Wiederherstellung des Castells verwandt werden wird. Gerade die Wiederherstellung des genannten Thurmes wird für die Erscheinung der der Stadt zugewandten Seite des Castells sehr vorthellhaft sein, da dieselbe in ihrer großen Ausdehnung sehr einförmig ist.

Ueber den Umfang und Werth der Sammlungen wird nun erst ein Urtheil zu gewinnen sein. — Dr. G. —

### bei den Widerlagern von Bogenbrücken.

auf die wagerechte Gleitebene zu beschränken. Eine Prüfung der in der Fuge  $OB$  auftretenden Spannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  mit Hilfe der Gleichungen 1) und 2) ist nicht erforderlich.

Das Widerlager ist unter allen Umständen standsicher, wenn Gleichung 3) für den denkbar kleinsten „activen“ Erddruck  $E$  erfüllt ist. Genügt jedoch der active Erddruck nicht, um die Gleichung 3) zu erfüllen, so verschiebt sich das Widerlager nach außen; es treten Gleitungen im Innern des Erdkörpers auf, wobei der angreifende Erddruck in widerstehenden übergeht. Die Verschiebung geht so lange vor sich, bis der hierdurch geweckte widerstehende Erddruck die zur Erfüllung der Gleichung 3) erforderliche Größe erreicht hat. Sollte jedoch im gegebenen Falle der widerstehende Erddruck überhaupt nicht eine solche Größe erreichen können, so wird das Bauwerk zerstört.

Wie weit die Widerlager sich verschieben müssen, damit der widerstehende Erddruck die für das Gleichgewicht erforderliche Größe erreicht, läßt sich zur Zeit weder durch Rechnung noch durch Erfahrungsregeln vorausbestimmen: es hängt dies von der Beschaffenheit des Bodens, von der Gründungstiefe und von der Anordnung des Bogens ab. Bei Bögen mit drei Gelenken ist die Verschiebung am größten, bei eingespannten Bögen am kleinsten, weil hier der Bogenschub bei Ausweichen der Widerlager wesentlich abnimmt. Andererseits ist aber ein Ausweichen der Widerlager bei derartigen Bögen am gefährlichsten, da die Spannungsmomente und die zugehörigen Spannungen mit der Vergrößerung der Spannweite stark zunehmen, sodafs leicht Ueberschreitungen der Festigkeitsgrenze und Risse an den Kämpfern auftreten. Bei drei Gelenken bringt das Ausweichen der Widerlager innerhalb gewisser Grenzen keinen weiteren Schaden: man muß nur den Bogen anfänglich so weit überhöhen, daß schließlich die plannmäßige Scheitellöhe vorhanden ist. Immerhin wird es vorzuziehen sein, die Widerlager derart anzuordnen, daß das Gleichgewicht hinsichtlich der wagerechten Ebene  $OB$  auch ohne Mitwirkung des widerstehenden Erddrucks gesichert ist, um so mehr als in den oberhalb gelegenen Bodenmassen dieser Druck durch Erschütterungen, Witterungseinflüsse usw. im Lauf der Jahre kleiner werden kann, und dann nachträglich wieder neue Verschiebungen auftreten.

Besondere Vorsicht ist geboten, wenn das Widerlager im Wasser und auf wasserdurchzogenem Untergrund steht. Zunächst sind die hierbei oberhalb der Grundfläche auf das Bauwerk einwirkenden Wasserdrücke in  $\sum E \cos \epsilon$  und  $\sum E \sin \epsilon$  einzubeziehen und die Änderungen der Erddrücke bei den im Wasser befindlichen Boden-theilen zu berücksichtigen. Ferner ist zu beachten, daß der von unten auf die Grundfläche wirkende Wasserdruck  $A$  einen Theil der Kraft  $N + \sum E \sin \epsilon$  unmittelbar aufnimmt, sodafs nur noch der Betrag  $N + \sum E \sin \epsilon - A$  zur Erzeugung der widerstehenden Reibung verbleibt. Die Gleichung 3) geht hiernach über in

$$Q - \sum E \cos \epsilon < \mu (N + \sum E \sin \epsilon - A) \quad (4)$$

Eine Vergrößerung der Spannweite wird übrigens nicht nur durch Verschiebung der Widerlager bei ungenügendem Reibungswiderstand auf der Grundfläche hervorgerufen, sondern auch durch die Formänderung des Mauerwerks infolge der biegenden und pressenden Kräfte und durch die ungleiche Zusammenpressung des Baugrundes infolge der einseitig wirkenden Mittelkraft  $R$ .

Ersteres ist in gewöhnlichen Fällen und bei richtiger Ausführung des Mauerwerks ohne Belang: dagegen können durch die letztgenannte Ursache Spannweitenänderungen von einer das Bauwerk schädigenden Größe hervorgebracht werden.

Bezeichnet man mit  $y_1$  und  $y_2$  die Senkungen der beiden äußersten Punkte der Sohle, mit  $c$  deren Länge, so dreht sich die Sohle um den Winkel  $\alpha = \frac{y_1 - y_2}{c}$  und verschiebt sich um  $\frac{y_1 + y_2}{2}$ .

Die entsprechende Spannweitenvergrößerung ist

$$\Delta l = 2 h \alpha + 2 \frac{y_1 + y_2}{2} \cdot \sin \beta = \frac{2 h}{c} (y_1 - y_2) + (y_1 + y_2) \sin \beta \quad (5)$$

wo  $h$  die Höhe des Kämpfers über der Sohle und  $\beta$  den Winkel zwischen der Sohle und der Wagerechten bezeichnet.

Die Senkungen  $y_1$  und  $y_2$  verhalten sich wie die Pressungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$ , deren Werthe in den Gleichungen 1) und 2) angegeben sind,  $y_1 = \sigma_1 : C$ ,  $y_2 = \sigma_2 : C$ .

Der Werth der „Bodenziffer“  $C$  hängt zunächst von der Bodenbeschaffenheit, dann auch von der Größe und Gestalt der Sohlenfläche ab (sich Centralblatt der Bauverw. 1893, S. 306). Zuverlässige Zahlenwerthe von  $C$  sind zur Zeit nicht bekannt. Es sei hier nur angeführt, daß sich nach Beobachtungen von Wasjutynski (Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1899, Ergänzungsheft) für den auf Locomotivlänge gleichmäßig belasteten Untergrund einer Gleisbettung der Werth  $C = 5$  für Kilogramm und Centimeter ergab. Der Untergrund bestand aus einer 1,5 m hohen, 60 Jahre alten Dammschüttung aus Thon und Sand auf gewachsenem Boden von üblicher Beschaffenheit. Für festgelagerten, gewachsenen Kiesboden ist  $C$  selbstverständlich wesentlich größer.

Bei Berechnung der Pressungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  sind im allgemeinen nicht sämtliche auf die Sohle einwirkenden Kräfte zu berücksichtigen, sondern nur diejenigen, welche erst während oder nach der Ausrüstung auftreten, da die übrigen Kräfte ihre formändernde Wirkung schon vorher ausgeübt haben. Beispielsweise wird bei einem eisernen Bogen, der auf einem festen Gerüst errichtet wurde, hinsichtlich der bei der Ausrüstung eintretenden Spannweitenvergrößerung nur der Einfluß des dem Eigengewicht des Bogens entsprechenden schiefen Auflagerdruckes in Frage kommen, während der im allgemeinen entgegengesetzt wirkende Einfluß der übrigen Kräfte außer Betracht bleibt. Hat man es anderseits mit einem Gewölbe zu thun, das auf einem gegen das Widerlager abgesprengten Gerüste ausgeführt wurde, so

### Von der Saalburg.\*

Die im vorigen Herbst begonnenen Vorarbeiten zum Wiederaufbau des Pratoriums sind bei dem milden Winter soweit gefördert worden, daß am 14. Juni in Gegenwart des Kaiserpaars der erste Stein gelegt werden konnte. Bis dahin handelte es sich vor allem darum, durch sorgfältige Grabungen bis auf den gewachsenen Boden die genauen Fluchten und Ecken der nicht immer geraden und oft geneigten Mauern festzustellen und durch eingehende Untersuchung der alten Reste weitere Anhaltspunkte für die Wiederherstellung zu gewinnen. Soweit sich jetzt schon übersehen läßt, wird sich einzelnes an den früheren Entwürfen ändern, andererseits wird aber wesentliches, wie die Ueberdeckung der sog. „Exercirhalle“, für die eine geeignete Bezeichnung immer noch ebenso gesucht wird, wie für die jetzt auch angezweifelte Benennung „Pratorium“, voll auf bestätigt. Wird die Bedachung schon bewiesen durch die vor den drei Haupteingangsthoren neu gefundenen, tiefen versteinten Löcher für Pfosten bis 50 cm Durchmesser, welche nur zur Unterstützung eines Vorhallendaches dienen konnten, so geben hierfür die im Gegensatz zu dem anderen Mauerwerk sorgfältig und fest hergestellten Grundmauern, die neuentdeckten Reste des Estrichs und die verkohlten Balken der Dachconstruction außer anderem ein weiteres untrügliches Zeugniß. Durch die tiefen Grabungen konnten ferner die Pfostenlöcher der vorhergehenden Castellanlage mit ihrer Steinpackung unter den Mauern des jetzigen nachgewiesen werden, die anscheinend eine hölzerne Halle hatte. Auch zeigte sich die alte ziemlich tief liegende Castellachse (der Cardo) in Steinsetzungen, welche genau so verkeilt waren wie im Limesgräbchen. Man hat diese Vermarkungspunkte jetzt ummauert, und mit Bohlen abgedeckt, sodafs sie auch für die

\* Vgl. Jahrg. 1894, S. 539; Jahrg. 1897, S. 11 u. 567; Jahrg. 1899, S. 244, 264 u. 340 d. Bl.

wird beim Ausrüsten der Kräfteplan nur wenig geändert, da gegenüber dem neu auftretenden Gewölbeschub der annähernd gleich große, nur etwas tiefer angreifende Schub des Lehrgerüsts in Wegfall kommt. Die Spannweitenänderung wird demnach nur einen geringen Betrag erreichen. Durch eine entsprechende Größe der Sohlenfläche kann erreicht werden, daß die Spannweitenvergrößerung  $\Delta l$  (infolge der Senkungen  $y$ ) beim Ausrüsten gleich Null oder gar negativ wird, sodafs hierdurch entgegengesetzt wirkende Einflüsse, wie z. B. der Einfluß der Zusammenrückung des Bogens, ganz oder theilweise aufgehoben werden können.

Bei Brücken mit mehreren Öffnungen tritt unter gewöhnlichen Verhältnissen (gleichmäßige Bodenbeschaffenheit, wagerechte Sohle, symmetrische Anordnung der Pfeiler) keine Spannweitenänderung der mittleren Öffnungen beim Ausrüsten ein, da hier für die Pfeiler  $y_1 = y_2$  und  $\beta = 0$ , und der Einfluß der Formänderungen der Endwiderlager auf die mittleren Öffnungen vernachlässigt werden kann. Um so größer können dagegen die Änderungen infolge einseitiger Verkehrsbelastung ausfallen. Aus  $\Delta l = \frac{2 h}{c} (y_1 - y_2) = \frac{2 h (\sigma_1 - \sigma_2)}{c C}$  folgt

beispielsweise für  $h : c = 3$ ,  $\sigma_1 - \sigma_2 = 5$  kg/qcm,  $C = 15$ , der Werth  $\Delta l = 2$  cm. Aus vorstehendem geht hervor, daß bei Bemessung der Sohlenfläche nicht nur der Größtwerth  $\sigma_1$  der Randspannung, sondern auch der Größtwerth des Unterschiedes  $\sigma_1 - \sigma_2$  und die Bodeniffer  $C$  in Betracht zu ziehen sind.

Die Spannweitenänderung  $\Delta l_1$ , die durch die Formänderung des Mauerwerks infolge der biegenden Momente entsteht, ist bei Pfeilern naturgemäß größer als bei Widerlagern, bleibt aber auch hier in der Regel unterhalb der Spannweitenänderung  $\Delta l$ , die durch die Zusammenpressung  $y$  des Untergrundes verursacht wird.

$$\text{Man erhält} \quad \Delta l_1 = 2 \int_0^h \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) x dx}{E c} \quad (6)$$

wo sich die Pressungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  und die Länge  $c$  jeweils auf die um  $x$  unterhalb des Kämpfers liegende Fuge beziehen und  $E$  das Elasticitätsmaß bezeichnet. Bezeichnet man ferner mit  $\sigma'$ ,  $\sigma''$ ,  $c'$  Mittelwerthe von  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $c$ , so ergibt sich

$$\Delta l_1 = \frac{(\sigma' - \sigma'') h^2}{E c'} = (\sigma' - \sigma'') \frac{h}{c'} \cdot \frac{h}{E} \quad (7)$$

Mit  $\sigma' - \sigma'' = 6$  kg,  $h : c' = 5$ ,  $h = 2000$  cm,  $E = 100000$  erhält man beispielsweise  $\Delta l_1 = 0,6$  cm.

Bemerkenswerth ist, daß  $\Delta l$  nur von dem Verhältniß  $h : c$  abhängt,  $\Delta l_1$  aber außer von  $h : c'$  auch noch von dem Werth der Höhe  $h$  selbst. Die Spannweite  $l$  hat unmittelbar keinen Einfluß auf  $\Delta l$  und  $\Delta l_1$ ; sie kommt nur insoweit in Betracht, als die Pressungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  durch sie beeinflusst werden.

Karlsruhe, im Mai 1900. Fr. Engelfser.

macht worden, wozu der Cultusminister einen besonderen Betrag von 10000 Mark bewilligt hat. Ein genauer Lageplan befindet sich im Bureau des Geh. Raths Meydenbauer in Berlin, nach dem etwa 100 Aufnahmen gemacht worden, der alle Einzelheiten wiedergibt. Die sehr guten Photographien halten für alle Zeit das auf uns Kommene fest und ermöglichen es noch in späteren Tagen, die Untersuchungen nachzuprüfen. Seine Majestät der Kaiser, der sich lebhaft für das Meydenbauersche Verfahren interessiert, hat gewünscht, daß gerade bei archaischen Arbeiten davon ein ausgiebiger Gebrauch gemacht werden möchte.

Der Wiederaufbau der Porta decumana mit der anschließenden Castellmauer aus Mitteln des Dispositionsfonds ist beendet. Daran anschließend konnte noch im Frühjahr der südliche Theil der rechten Längsmauer bis zur Porta principalis dextra wieder aufgebaut werden aus den Geldern, welche dem Kaiser von Privaten zur Verfügung gestellt sind. Beim Aufräumen der beiden Spitzgräben vor dem Thore gelang es, im Naturboden die alte Construction der Brücke festzustellen. Dabei zeigte sich, daß nur der unmittelbar vor der Mauer liegende Graben überbrückt war, und zwar so, daß ein aus Spundwänden gebildeter Durchlaß geschaffen wurde. Entsprechend den beiden Eingangsthoren, hat auch die Brücke zwei Durchgänge, zum Aus- und Eingang. Vor dem Thorpfeiler läßt Kaiser Wilhelm II. da, wo nach den erhobenen Resten ein Bildwerk stand, ein Broncestandbild des Kaisers Antoninus Pius, des muthmaßlichen Erbauers des Castells (139 bis 140?) und des Pfahlgrabens

errichten. — „Imperator Germanorum imperatori Romanorum.“ Hiermit ist der Bildhauer Joh. Götz aus Charlottenburg beauftragt, der schon bei dem Kaiser Wilhelm-Denkmal in Berlin ein feines Verständnis in der Behandlung antiker Figuren bewiesen hat.

Auch sonst sind die Arbeiten weiter gefördert. So wurden außer weiteren Barmitteln neuerdings auch Zuwendungen für das Museum gemacht. Unter anderen hat der Königl. Baurath Hahn aus Frankfurt eine äußerst seltene römische Reitertrumpete (lituus) aus Bronze gestiftet, die beim Baggern im Rheine gefunden wurde. Von besonderem Werthe ist es aber, daß der Fürst von Wied die in dem bei Neuwied belegenden Limescastell Niederbieber gemachten Funde, welche in den zwanziger Jahren des vorigen Jahrhunderts ausgegraben wurden, und in gleicher Weise auch der Fürst von Solms-Braunfels seine Sammlung bereitwillig zur Verfügung gestellt hat. Auf diese Weise wird das Bestreben des Kaisers, der Marienburg im Osten in der Saalburg eine entsprechende Sehenswürdigkeit im Westen gegenüberzustellen, auf das wirksamste unterstützt.

Eine besondere festliche Grundsteinlegung ist anfangs August beabsichtigt.

Die Bedenken, die außer anderen s. Z. gegen die Errichtung des Museums auf der Saalburg wegen der „weiten“ Entfernung geltend gemacht sind, dürften nunmehr behoben sein, nachdem außer der in der Nähe haltenden Eisenbahn am 3. Juni die elektrische Bahn zwischen Homburg und Saalburg dem Betriebe übergeben ist. Seit dieser Woche ist im Castell auch eine Postagentur eröffnet.

—i.

### Die Schleifenhochbahn in Chicago.

(Schluß aus Nr. 49.)

**Leistungsfähigkeit der Schleifenbahn.** Das Maß der Leistungsfähigkeit jeder zweigleisigen Bahn ist gegeben durch die Anzahl der Plätze, die in einer bestimmten Zeit, z. B. in einer Stunde, über einen bestimmten Punkt der Bahn nach beiden Richtungen hin bewegt werden kann. Die Menge der Plätze ist davon abhängig, wie viel Plätze jeder Zug enthält, mit welcher mittleren Reisegeschwindigkeit er sich bewegt und in welchen Abständen sich die Züge folgen. Da die Schleifenhochbahn, wie gesagt, nicht in Blockstrecken eingetheilt ist, könnten die Züge unmittelbar hinter einander folgen. Jedoch ist die Dichtigkeit der Zugfolge durch einen anderen Umstand begrenzt. Sie ist nämlich abhängig von der Zeit, die jeder Zug braucht, um an den Anschlußstellen von den abzweigenden Bahnen auf die Schleifenbahn überzugehen, und umgekehrt, und von dem Zeitverlust, den dadurch die Züge auf dem anderen Schleifengleis erleiden. Ein aus drei Wagen bestehender Zug der Metropolitan- und der Süd-Bahn braucht bei 26 km Stundengeschwindigkeit 20 Sekunden zur Einfahrt in die Schleife, dieselbe Zeit ist bei 19 km Geschwindigkeit zur Ausfahrt aus der Schleife erforderlich, und zwar einschließlich der Zeit, die zum Umstellen der Signale und Weichen gebraucht wird. Sobald ein Zug der Metropolitan- oder Südbahn ein- oder ausfährt, ist der Lauf der Lake Street- und Nordwest-Züge aufzuhalten (vgl. die Verschlussstafel), also entsteht z. B. an dem Metropolitan-Anschluß bei jeder Einfahrt und bei jeder Ausfahrt eines Metropolitan-Zuges ein Aufenthalt von 20 Sekunden für die Lake Street- und Nordwest-Züge auf dem äußeren Schleifengleis, wenn der Lake Street- oder Nordwest-Zug gleichzeitig mit dem ein- oder ausfahrenden Metropolitan-Zuge an der Abzweigung ankommt. Da sich nun Einfahrt und Ausfahrt der Metropolitan-Züge gegenseitig nicht gefährden, wird es am zweckmäßigsten sein, die Ein- und Ausfahrt gleichzeitig erfolgen zu lassen, sodaß also das äußere Schleifengleis bei jeder derartigen Doppelbewegung nur gerade so lange gesperrt ist, wie bei einer einfachen Bewegung, nämlich 20 Sekunden. Thatsächlich sind die Einfahrten von den Ausfahrten abhängig gemacht, ein von der Metropolitan-Bahn in die Schleife einfahrender Zug kann also vor der Einfahrt einen kleinen Aufenthalt erleiden. Der wird aber mehr als ausgeglichen dadurch, daß durch den Aufenthalt eines Zuges vor der Schleife, alle Züge in der Schleife vor unnützen Aufenthalten bewahrt sind. Diese Zusammenlegung der Ein- und Ausfahrten erfordert noch, daß die Zeit, die jeder Zug zum Umfahren der Schleife gebraucht, ein genau Vielfaches von dem mittleren Zeitabstand der einzelnen Züge sein muß.

An dem Metropolitan-Anschluß können folgende Zugbewegungen hinter einander ausgeführt werden: s. nebenstehende Tabelle u. Tafel.)

Wie die beiden Darstellungen zeigen, sind am Metropolitan-Anschluß in 60 Sekunden drei Doppelbewegungen, also sechs einfache Bewegungen möglich. Dasselbe was beim Metropolitan-Anschluß von der zum Uebergang der Züge erforderlichen Zeit gilt, gilt auch beim Süd-Anschluß: ähnliches beim Lake Street- und Nordwest-Anschluß. Wenn man der größeren Sicherheit wegen für jede 60 Sekunden einen Süd-Zug nicht mitrechnet (in der Tafel punktiert dargestellt, in der Tabelle eingeklammert), so erhält man in 60 Sekunden fünf Zugbewegungen. Beachtet man ferner, daß die Einfahrt und

Zeit Secunden	Anzahl	Zugbewegung
0—20	1	Durchfahrt von Lake-Street-Zug auf A S
	2	Durchfahrt von Süd-Zug auf J S
20—40	3	Einfahrt von Metropolitan-Bahn nach J S
	4	Ausfahrt nach Metropolitan-Bahn aus J S
40—60	5	Durchfahrt von Nordwest-Zug auf A S
	6	(Durchfahrt von Süd-Zug auf J S)
60—80	7	Durchfahrt von Lake-Street-Zug auf A S
	8	Durchfahrt von Süd-Zug auf J S
80—100	9	Einfahrt von Metropolitan-Bahn nach J S
	10	Ausfahrt nach Metropolitan-Bahn aus J S
100—120	11	Durchfahrt von Nordwest-Zug auf A S
	12	(Durchfahrt von Süd-Zug auf J S.)

In der folgenden Tafel ist größerer Klarheit wegen die vorstehende Tabelle zeichnerisch dargestellt:

Zeit Sec.	Durchfahrt		Metropolitan-Züge	
	Äußeres Gleis Lake Str. Nordwest	Inneres Gl. Süd-Bahn	Einfahrt	Ausfahrt
0	↘	↗		
20			↘	↗
40	↘	↗		
60			↘	↗
80	↘	↗		
100			↘	↗
120	↘	↗		

Ausfahrt der Metropolitan-Züge zwar für das Stellwerk zwei Bewegungen, für die Verkehrsbedieneten aber nur eine Zugbewegung darstellt (weil eben der einfahrende Zug an die Stelle des ausfahrenden tritt), so erhält man, was die Verkehrsdichte anbelangt, in 60 Sekunden vier Zugbewegungen. Es ist also in 15 Sekunden eine Zugbewegung möglich, d. h. der kürzeste durchschnittliche Zeitabstand, in dem jede der angeschlossenen Bahnen gleichzeitig einen Zug in die Schleife hineinschicken kann, und demnach die Verkehrsdichte für jede der vier Bahnen innerhalb der Schleifenbahn beträgt 4. 15 = 60 Sekunden. Dann ist also auf jedem Schleifengleis die mittlere Zugfolge 30 Sekunden, weil jedes Gleis von zwei Bahnen mit je 60 Sekunden Zugfolge benutzt wird. Unmittelbar an den Anschlüssen ist aber die Zugfolge nicht 30, sondern abwechselnd 20 und 40 Sekunden.

Der reine Aufenthalt auf den Stationen beträgt 8 bis 15 Sekunden, die mittlere Fahrgeschwindigkeit (einschließlich Anfahrt- und Bremszeit) etwa 18 km/Minute, die höchste Fahrgeschwindigkeit 26 km und die Reisegeschwindigkeit 14,6 km. Da demgemäß die Umlaufzeit auf der 3,4 km langen Schleife 14 Minuten erfordert, so können gleichzeitig — bei 60 Sekunden (= 1 Minute) Zugfolge für jede Bahn — 4. 14 = 56 Züge sich auf der Schleife befinden, 28 auf dem inneren und 28 auf dem äußeren Gleis. Bei einem so dichten Verkehr sind 35 v. H., also mehr als ein Drittel der Gesamtgleislänge mit Zügen besetzt. Dieser Verkehr ist indes gegenwärtig noch lange nicht erreicht, und es wird noch manches Jahr vergehen, ehe die Schleifenbahn bis zur vollen Grenze ihrer Leistungsfähigkeit angespannt werden muß.

Nachstehende Angaben mögen ein Bild von der bis jetzt erheblich gewordenen Verkehrsdichte geben:

1. Im März 1899 war der tägliche Verkehr folgender:	
Lake Street-Bahn . . . . .	202 Züge mit 556 Wagen
Metropolitan-Bahn . . . . .	697 „ „ 1790 „
Süd-Bahn . . . . .	255 „ „ 890 „
	zusammen 1154 Züge mit 3236 Wagen.
2. Am 14. August 1898 durchliefen während 14 Minuten (von 5. <sup>30</sup> bis 5. <sup>44</sup> nachmittags) folgende Züge die Schleife:	
Metropolitan-Bahn . . . . .	16 Züge mit 64 Wagen
Süd-Bahn . . . . .	6 „ „ 18 „
Lake Street-Bahn . . . . .	6 „ „ 18 „
	zusammen 28 Züge mit 100 Wagen.

3. Am 19. August 1898, am Jubiläumstage, wurden innerhalb 24 Stunden 138 032 Personen in 1366 Zügen mit 4842 Wagen befördert, davon wurden 66 200 Personen nachmittags in drei Stunden abgeföhren.

Trotz des dichten Verkehrs sind Zugverspätungen selten und unbedeutend. Im August 1898 erlitten von 31 650 Zügen nur 30 (also 0,1 v. H.) Verspätungen von durchschnittlich 4,26 Minuten. Vertheilt man die Verspätungen auf alle 31 650 Züge, so erhält man noch nicht 0,24 Sekunden auf den Zug; darunter hat wohl kein Reisender leiden müssen.

**Verwaltung.** Wie bereits gesagt, haben die vier Hochbahngesellschaften die Schleifenbahn gemeinsam erbaut. Es wurde eine besondere Gesellschaft gegründet, die die gesamte Bahnanlage erbaute

**In dem Wettbewerb, betr. figürliche Darstellungen an dem im Umbau begriffenen Georgenbau des Königlichen Residenzschlosses in Dresden,** hat das aus dem Hausmarschall Wirklichen Geh. Rath v. Carlowitz-Hartitzsch, Geh. Rath Prof. Dr. Schilling, Prof. Diez, Prof. Prell, Hofrath Prof. Dr. Gurlitt, Hofbaurath Dungen und Hofarchitekt Fröhlich bestehende Preisgericht den Modellskizzen nachfolgender Bildhauer Preise zuerkannt: 1. Prof. Behrens, Richard Daniel Fabricius und Friedrich Hecht für das Reiterrelief des Herzogs Georg des Bärtigen im Giebelaufbau der Schloßplatzfront; außerdem wurden hier die Arbeiten von Bruno Fischer und Arthur Selbmann zum Ankauf empfohlen. 2. Peter Pöppelmann, Kaspar Heinrich Wedemeyer und Oscar Rühm für zwei Kinderriese an den Eckerkern nach dem Schloßplatz zu. 3. Kaspar Heinrich Wedemeyer und Prof. Behrens für drei Ritterfiguren auf den Giebeln nach dem Schloßplatz und nach der Schloßstraße.

**Die XIV. Wanderversammlung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine** findet in den Tagen vom 2. bis 5. September d. J. in Bremen statt. Der Preis der Teilnehmerkarte beträgt für Herren 15 Mark, sofern sie die Festschrift erwerben, und 18 Mark, sofern sie von einem Erwerbe derselben absehen. Die Damenkarte kostet 12 Mark.

Anmeldungen der Vereinsmitglieder sind der Wohnungen und Vorbereitungen wegen sobald als möglich, spätestens bis zum 15. August d. J. beim Branddirector Dittmann in Bremen anzubringen. Der Tagesordnung entnehmen wir folgendes.

**Sonntag, den 2. September.** 6 Uhr vormittags: Eröffnung der Auskunftsstelle für Wohnungen im Hauptgebäude des Bahnhofes. Schluß 9 Uhr abends. 8 1/2 Uhr abends Begrüßung der Teilnehmer an der Wanderversammlung durch den Architekten- und Ingenieur-Verein in den Räumen des Künstlervereins. Trunk und Imbiss, dargeboten vom Architekten- und Ingenieur-Verein. Eine Anmeldestelle in einem der Vorsäle wird 9 1/2 Uhr abends eröffnet.

**Montag, den 3. September.** 8 Uhr vormittags: Eröffnung der Anmeldestelle im Bahnhof, Hauptgebäude. 9 Uhr vormittags: Erste allgemeine Versammlung im Künstlerverein. 1. Eröffnung durch den Vorsitzenden des Verbandes, 2. Begrüßung durch den Senat, 3. Bericht des Geschäftsführers über die Ergebnisse der Abgeordneten-Versammlung, 4. Vortrag des Herrn Oberbaudirector Franzius über

und unterhält; sie stellt außerdem die Stations-, Stellwerk- und Streckenbediensteten und aus einem besonderen elektrischen Kraftwerk den Betriebsstrom. Im übrigen ist die Bahn an die vier beteiligten Hochbahngesellschaften zur gemeinsamen Benutzung verpachtet, die Schleifenbahngesellschaft selbst hat keine Betriebsmittel. Die Fahrbediensteten der vier Linien unterstehen während der Fahrt auf der Schleife den Aufsichtsbeamten der Schleifenhochbahn.

Die Fahrgelder werden von den verschiedenen Bahnen selbst eingenommen. Auf den Stationen der Lake Street- und Metropolitan-Bahn nimmt ein Beamter die Fahrgelder ein und verbucht sie, ohne daß Fahrkarten oder Drehkreuze benutzt werden. Die Süd-Bahn verwendet Drehkreuze, außer zu den Zeiten stärksten Verkehrs, während welcher Selbstverkäufer — zu deutsch Automaten — in Benutzung sind: auf der State- und Van Buren Street-Station sind letztere ständig im Gebrauch. Bei diesen verschiedenen Arten der Fahrgeldeinnahme verfahren die verschiedenen Hochbahnen auf den Stationen der Schleifenbahn genau so wie auf ihren eigenen Strecken.

Die Lake Street-Bahn hat auf einigen Stationen mit schwachem Verkehr überhaupt keinen Beamten zum Einnehmen der Fahrgelder, sondern der Zugführer sammelt hier das Fahrgeld während der Fahrt. An den Ausgängen findet keine Prüfung der Fahrtausweise statt, vielmehr sind die Ausgänge durch Thüren verschlossen, die von den Bahnstreifbediensteten geöffnet und geschlossen werden. Jede Bahn braucht für jede Station zwei Stationsbeamte, zwei Bahnsteigschaffner und einen Stationsarbeiter.

Die Stadt Chicago hat den Bau und Betrieb für 50 Jahre gestattet und bei der Genehmigung eine Reihe von Bedingungen gestellt, von denen die wichtigsten, den Bau betreffenden bereits erwähnt sind.

Die Stadt nimmt an dem Gewinn der Schleifenbahngesellschaft in folgender Weise Theil: Von den Roheinnahmen gehören 1 060 000 Mark unverkürzt der Gesellschaft, von dem überschüssigen Betrag erhält die Stadt

	in den ersten 5 Jahren 5 v. H.
- - -	nächsten 5 „ 10 „
- - -	„ 10 „ 15 „
- - -	„ 10 „ 20 „
- - -	„ 10 „ 25 „

Berlin.

O. Blum, Regierungs-Bauführer.

### Vermischtes.

Bremens bauliche Entwicklung, 5. Vortrag des Herrn Dr. Schäfer, Assistent am Gewerbemuseum, über das Bremer Rathaus. Um 1 Uhr: Frühstückspause. Ausgabe der ersten Teilnehmerlisten. Mittagessen nach Belieben. 10 Uhr vormittags: Eröffnung der Anmeldestelle im Künstlerverein. Nachmittags gruppenweise Besichtigung öffentlicher Gebäude und Privathäuser, sowie bautechnischer Sehenswürdigkeiten. 8 Uhr abends: Fest im Rathhause und Rathskeller, gegeben vom Hohen Senate.

**Dienstag, den 4. September.** 9 Uhr vormittags: Zweite allgemeine Versammlung im Künstlerverein. 1. Geschäftliche Mittheilungen, 2. Vortrag des Herrn Oberingenieur Lauter über Pariser Weltausstellungen, 3. a) Vortrag des Herrn Dr. Neubaur: „Die Entwicklung der deutschen Handelsschiffahrt und die deutschen Ueberseesinteressen“, b) Vortrag des Herrn Ingenieurs Zeiter, Oberlehrer am Technicum: „In den Maschinenräumen unserer modernen Seedampfer“. Frühstückspause wie am Montag. Ausgabe der zweiten Teilnehmerliste. Nach den Vorträgen gruppenweise Besichtigung öffentlicher Gebäude und Privathäuser, sowie bautechnischer Sehenswürdigkeiten. 7 Uhr abends: Gemeinsames Festessen im Parkhause.

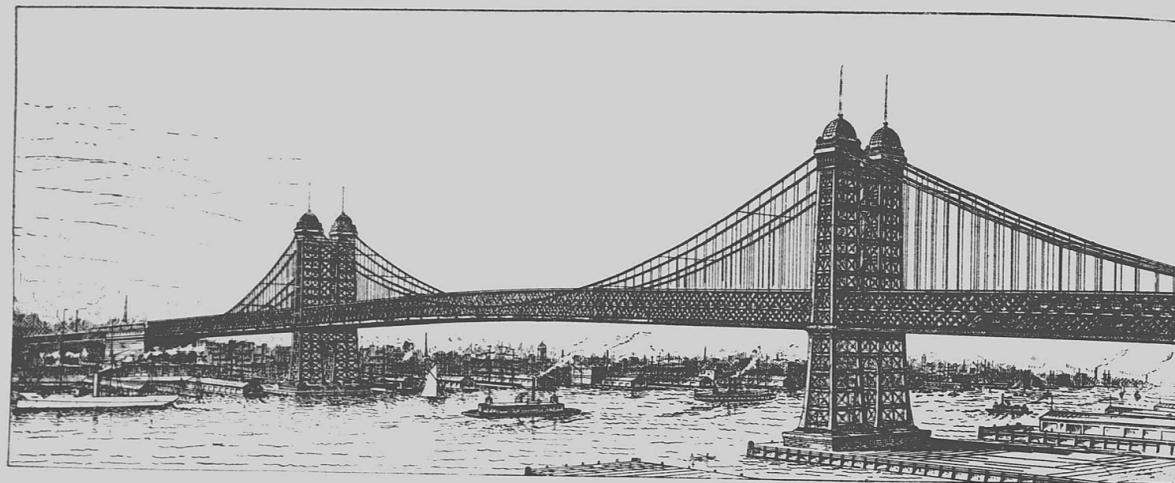
**Mittwoch, den 5. September.** 7 Uhr 15 morgens: Fahrt mittels Sonderzuges nach Bremerhafen und von dort mit einem von Norddeutschen Lloyd gestellten Dampfer in See. Verpflegung an Bord, gegeben von Norddeutschen Lloyd. Wiederankunft in Bremerhafen 6 Uhr. Mittels Sonderzuges nach Bremen. Ankunft 8 Uhr 3 Minuten.

Schluß der Wanderversammlung. Für diejenigen Teilnehmer, die in Bremen verbleiben, Treffpunkt abends im Rathskeller.

**Donnerstag, den 6. September.** Bei genügender Bethheiligung: a) Ausflug nach Geestemünde, Bremerhafen und zu den Bauten in der Außenweser. b) Ausflug nach Wilhelmshafen. Besondere Programme werden hierfür noch aufgestellt.

**Am Freitag, den 31. August, und Sonnabend, den 1. September,** wird die Abgeordneten-Versammlung im Künstlerverein tagen; ein besonderes Programm kommt hierfür zur Vertheilung (vgl. S. 292 d. Bl.).

Die Herrenkarten berechnen sich zu 16 Mark (Buchhändlerpreis 30 Mark für das gebundene Werk), 2. zur Empfangnahme einer Karte der Stadt Bremen mit Angabe der Sehenswürdigkeiten, 3. zur Theilnahme am Begrüßungsabend am 2. September, 4. zur Theilnahme am Feste



im Rathhause, 5. zum Festessen (ausschließlich Getränke) im Parkhause, 6. zur Fahrt nach Bremerhafen und zurück und zur Seefahrt.

Die Damenkarten berechtigen zur Theilnahme an allen festlichen Veranstaltungen am 3. und 4. September in Bremens Umgebung. Die Einführung von Gästen behält sich der Ortsausschuß vor.

**Technische Hochschule in Hannover.** Den von den einzelnen Abtheilungs-Collegien getroffenen Wahlen der Abtheilungs-Vorsteher auf die Amtsdauer 1. Juli 1900/1901 hat der Minister der geistlichen, Unterrichts- und Medicinal-Angelegenheiten seine Bestätigung erteilt, wonach für die Abtheilung I für Architektur der Professor Mohrmann, II für Bauingenieurwesen der Professor Dr. Reinhardt, III für Maschineningenieurwesen der Professor Troske, IV für chemisch-technische und elektrotechnische Wissenschaften der Professor Dr. Ost, V für allgemeine Wissenschaften der Professor Geheimen Regierungsrath Dr. Kiepert bestellt worden sind. Außerdem genannten Abtheilungs-Vorsteher und dem zeitigen Rector Geheimen Regierungsrath Professor Köhler als Vorsitzenden wird der Senat der Hochschule für die Amtsdauer 1. Juli 1900/1901 noch aus den von der Gesamtheit der Abtheilungs-Collegien gewählten drei Senatoren: den Professoren Geheimen Regierungsrathen Barkhausen und Fischer und dem Professor Dr. Rinne bestehen.

**Die Größe des Eisenbahnverkehrs anlässlich der Pariser Ausstellung** erhält aus folgenden der Zeitung d. Ver. d. Eisenb.-Verw. entnommenen Angaben. In der Zeit vom 15. April bis 15. Juni kamen in Paris auf dem Nordbahnhof 1 468 419 Reisende an. Die Zunahme gegen die gleiche Zeit im Vorjahre beträgt 18,5 v. H. Auf den Ostbahnhöfen (Straßburger und Bastille-Bahnhof) zählte man während des Monats Mai 1 371 840 Reisende, d. i. 10 v. H. mehr als im Vorjahre. Auf der Westbahn (Bahnhof St. Lazare und Montparnasse) kamen vom 1. bis 15. Juni 1 009 272 Reisende gegen 764 560 im Vorjahre an, d. i. eine Zunahme von 31 v. H. Die Pariser Stadtbahn wird am 14. Juli öffentlich eingeweiht. Schon seit etwa 14 Tagen verkehren zwischen Vincennes und dem Hôtel de Ville keine Züge zur Ausführung von Schnellversuchen, die so ihren Weg und ihre Versuche von Station zu Station bis zum Boulogner Holzchen fortsetzen. Vom 14. Juli ab soll der 5 Minuten-Betrieb eingeführt werden, der später durch Vermehrung der Züge auf den 2 Minuten-Verkehr umgewandelt werden soll.

**Eine vierte East River-Brücke.** Nachdem wir auf S. 264 d. Jahrg. unseren Lesern über die Baufortschritte der zweiten East River-Brücke berichtet und von dem Plan zu einer dritten Brücke Mitteilung gemacht haben, die als Auslegerbrücke über Blackwells Island hinweg Manhattan und Long Island verbinden soll, bringen wir beistehend die Abbildung einer vierten\*) Brücke, die zwischen der ersten und zweiten Brücke New-York und Brooklyn verbindet und, wie beide, als Hängebrücke erbaut werden soll. Die Hauptöffnung, auf die mittleren 122 m 41 m im lichten über Springfluthhochwasser hoch, mißt 446 m von Mitte zu Mitte Thurmpfeiler; die beiden Seitenöffnungen messen 259 m von der Mitte des betreffenden

\*) In unserer Quelle „The Engineering Record“ ist diese Brücke als dritte bezeichnet.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Für den nichtamtlichen Theil verantwortlich: Friedr. Schultze i. V., Berlin. Druck von J. Kerskes, Berlin.

Thurmpfeilers bis zur Ansichtfläche des Ankerpfeilers. An beiden Enden schließt sich lange mit 3 v. H. geneigte in ihren höchsten Theilen aus stählernen Brücken bis zu 40 m Spannweite bestehende Zufahrtrampen an, beide in Krümmungen auslaufend, die von der geradlinigen Brückenachse berührt werden. Die Länge der Rampe auf der Brooklyn Seite beträgt 1290 m, die der Rampe auf der New-Yorker Seite 591 m, die ganze Brückenlänge mithin 2845 m. An den Enden der Hauptöffnung der Brücke beim Fuße der Washington-Straße in Brooklyn und bei Pike Slip in New-York sind Zugänge nicht vorgesehen.

Vier Kabel von etwa 56,5 m Durchhang in der Mittelöffnung, durch ebenso viele rd. 12 m hohe Versteifungsträger mit vierfachem Netzwerk versteift, tragen in Höhe der Untergurte der Versteifungsträger die Hauptbrückenbahn. Entsprechend den Abständen der Kabel und Versteifungsträger, zerfällt die Brückenbahn in einen mittleren Abschnitt von 11,5 m Lichtweite, der die Fahrstraße enthält, und zwei links und rechts von dieser gelegene Abschnitte von je 6,5 m Lichtweite, in denen je zwei Straßenbahngleise durchgeführt werden, während außerhalb der äußeren Kabel und Versteifungsträger jederseits ein Fußweg von 3,5 m Breite vorgekragt ist, sodass die ganze Brückenbreite etwa 36 m beträgt. Ueber den Straßenbahngleisen befindet sich jederseits in halber Höhe der Versteifungsträger eine zweite Brückenbahn für je ein Paar Hochbahngleise.

Von den Thurmpfeilern ist der eine 29 m unter Wasser auf Fels, der andere 24 m unter Wasser auf gutem Kies zu gründen. Es ist Luftdruckgründung unter Verwendung hölzerner Senkkasten in Aussicht genommen. Auf die bis rd. 7,5 m über Wasser reichenden oben 20 40 m messenden Sockel sollen sich Gitterpfeiler aufsetzen, die bis etwa 100 m über Wasser aufsteigen, entsprechend den Kabeln und Tragwänden gegliedert und unten in zwei Theile aufgelöst sind. Die Ankerpfeiler, von 47 zu 49 m Grundfläche und 36 m hoch, sollen in Mauerwerk auf Pfahlgründung hergestellt werden.

Die Brücke erhält eine geringere Spannweite als die erste und zweite East River-Brücke, wird aber breiter als beide. Entwurf und Ausführung liegen in den Händen des Brückendepartements der Stadt New-York, der Herren John L. Shea, Bevollmächtigter, S. R. Probasco, Obergeringieur, R. S. Buck, Obergeringieur der Bauausführung.

**Die Nordwest-Hochbahn in Chicago** ist am 31. Mai d. J. dem öffentlichen Verkehr übergeben worden. Die 10,4 km lange elektrisch betriebene Bahn beginnt an der Schleifen-Hochbahn im Herzen Chicagos\*) und ist durch die Hauptgeschäftsteile der Stadt nördlich bis zur Wilson-Avenue geführt. Die Bahn hat vier Gleise; die beiden inneren werden von Schnellzügen in einem Zeitraum von 25 Min., mit 25 km Reisegeschwindigkeit, durchfahren. Die äußeren Gleise dienen dem langsamen Verkehr. Das elektrische Kraftwerk wird nach vollem Ausbau 7000 Pferdestärken leisten. Den „Engineering News“ zufolge schätzt die Bahngesellschaft den zu erwartenden Verkehr der Bahn auf 65 000 Personen täglich, also nahezu 24 Millionen oder rund 2,3 Millionen auf das Bahnkilometer im Jahre, und die jährliche Einnahme auf mehr als 5 Millionen Mark.

\*) Ueber diese Schleifen-Hochbahn vgl. Nr. 49 d. Bl. S. 295 u. S. 310 d. Nr. sowie die Mitteilung über Elektrische Zugkraft auf Hochbahnen, S. 164 d. vor. Jahrg. d. Bl.

Krone der beiden Elbdeiche liegt auf + 5,84. Den Querschnitt des Stromes in der Brückenachse zeigt nachstehende Text-Abb. 3.

Die Achse des neuen Bauwerkes liegt 240 m unterhalb und parallel der alten Eisenbahnbrücke (Text-Abb. 1); für die Linienführung war zwischen den beiden Grenzpunkten, der Eisenbahnbrücke einerseits und der neuen Schleuse andererseits, die Bedingung maßgebend, daß die Bauausführung ohne Störung des Fährbetriebes durchgeführt werden mußte.

Wie bei der Eisenbahnbrücke sind bei dem neuen Bauwerk vier Strom- und sechs Fluthöffnungen vorhanden (Abb. 1 Bl. 35). Für den Hochwasserquerschnitt war gleichfalls die

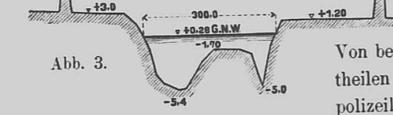
wasserständen bis + 3,0 eine Schifffahrtshöhe von 4 m zur Verfügung steht. Die Fluthöffnungen kommen für den Schifffahrtsverkehr nicht in Betracht; deren Unterkante konnte daher auf + 5,40 d. i. wenig über den bislang beobachteten höchsten Hochwasserstand gelegt werden. Bei den Strombrücken erforderte die Fahrbahn eine Constructionshöhe von 1,40 m; die wagerechte Oberkante derselben liegt somit auf + 8,40. Auf der Fluthbrücke ist die Fahrbahn in gleicher Höhe durchgeführt.

In den kurzen Anschlußdämmen bis zu den Elbdeichen sind Höhenunterschiede von zwei bis drei Metern mit der Steigung 1:50 überwunden.



Abb. 2. Gesamtansicht der Brücke.

Nachbarbrücke maßgebend. Bei den Stromöffnungen liegen die Pfeilermitten genau in den Achsen der Eisenbahnbrücke; die Entfernung von Mitte zu Mitte beträgt 102,0 m. Die Pfeilerstärke ist gegen die alte Brücke um 3,0 m verringert.



Von beweglichen Brückentheilen konnte mit strompolizeilicher Zustimmung abgesehen werden. Die Lichtweite der Fluthbrücken mit 29,35 m entspricht den Mäßen der Eisenbahnbrücke; die Achsenweite beträgt 31,15 m.

Ebenso erhielt die Constructionunterkante der Strombrücken die gleiche Höhe von + 7,0; für mittleres Hochwasser von + 1,78 ergibt sich somit eine lichte Durchfahrts Höhe von 5,22 m, während bei den häufiger eintretenden Hoch-

Die Gesamtlänge des neuen Bauwerkes beträgt 1188,40 m. Hiervon entfallen auf den Harburger Anschlußdamm 197,60 m, die eigentliche Brückenanlage zwischen den Widerlagspfeilern 599,50 m, den Wilhelmsburger Anschlußdamm bis zum Deich 105,80 m, den König-Georgsdeich bis zur Hamburger Chaussee 285,50 m.

## II. Unterbau, Brückenthore und Anschlußdämme.

1. Pfeiler. Die Strom- und Fluthpfeiler sind in Abb. 5 bis 18 Bl. 35 zur Darstellung gebracht. Für den Unterbau konnte die Gründungsweise der alten Eisenbahnbrücke beibehalten werden, da auch die Bohrungen (vgl. S. 301) die gleiche Bodengestaltung bestätigt hatten. Auf Grundpfählen von 30 cm mittlerem Durchmesser ist zwischen Pfahl- oder Spundwänden ein je nach der Lage 4 bis 6 m starkes Betonbett und auf dieses der eigentliche Mauerpfeiler aufgesetzt. Bei den Pfeilern der Strombrücken sind die Rammtiefe und die Fundamentsohle

nach der benachbarten Eisenbahnbrücke festgesetzt worden. So sind die Grundpfähle der Pfeiler II, III, IV bis -12,0 am Harburger Pegel gerammt, stehen mithin mindestens 3 m in festgelagerten Kies. Die Pfahlköpfe reichen 30 cm in den Beton hinein. Die Sohle des Pfeilerbettes ist bis auf die unterste Grenze einer etwaigen Auskolkung, die bei ungünstigen Eisversetzungen eintreten könnte, hinabgeführt. Bei geringerer Gründungstiefe hätten Unterströmungen trotz der umschließenden Pfahlwände befürchtet werden müssen. Die Unterkante der im tiefen Strom gelegenen Pfeiler II und III liegt auf -6,0; für den im flacheren Wasser und am ausbuchtenden Ufer gelegenen Pfeiler IV genügt die Tiefe -4,0. Der Betonkörper ist mit Rücksicht auf seine geringere Widerstandsfähigkeit gegen Eisgang nur bis an das Niedrigwasser ± 0 hochgeführt; auch die Pfahlwände sind in dieser Höhe abgeschnitten. Gegen Auskolkungen sind die Strompfeiler II-IV durch Steinschüttung bis zur mittleren Niedrigwasserlinie gesichert. Der Kern des oberen Mauerpfeilers ist aus harten Backsteinen in Cementmörtel hergestellt; als Verblendung sind Basaltlavasteine, und zwar in den Seitenflächen roh bearbeitete 30 cm starke Schichtsteine, in den Vorköpfen

besonders kräftige glatte Quader verwandt worden. Bei den Strompfeilern II-IV verjüngt sich die Pfeilerstärke von 5 m in gebrochener Neigung (2 1/2 : 1 u. 10 : 1) bis auf 3 m am Gesimse. Die Oberkante schneidet auf +6,0 ohne weiteren Aufbau mit der Unterkante der Brückenaufleger ab. Die freie Lage derselben ergibt zunächst eine für die Unterhaltung bequeme Zugänglichkeit; ebenso wesentlich ist der ungehinderte Luftzutritt von allen Seiten, welcher den besten Schutz gegen Feuchtigkeit und Schmutzansammlung bietet.

Die Gefahr der Auskolkung ist bei den Fluthpfeilern eine ungleich geringere; an Stelle der Pfahlwand genügt daher eine wesentlich schwächere und kürzere Spundwand. Die entsprechenden Pfeiler der Eisenbahnbrücke sind seinerzeit mittels Brunnen auf den tragfähigen Sandboden hinabgeführt worden. Ein Kostenvergleich dieser Gründungsweise mit dem Pfahlrost führte zur Wahl des letzteren, um so mehr, als die wesentlich einfachere Ausführung weniger Zeit erforderte. Für die Rammtiefe des nahe an der Streichlinie des Stromes gelegenen Portalpfeilers gab der entsprechende Pfeiler der Eisenbahnbrücke einen Anhalt; dort reichen die Pfahlspitzen bis -11,0 hinab. Die gleiche Tiefe konnte für

	Widerlagspfeiler I	Strompfeiler II	Strompfeiler III	Strompfeiler IV	Uebergangspfeiler V	Fluthpfeiler VI-X	Widerlagspfeiler XI
Gewicht in t							
Verkehrslast . . . . .	184	367	367	367	184,74	131	74
Ueberbau . . . . .	513	1026	1026	1026	513/127	254	127
Pfeiler . . . . .	1302	1870	1870	1428	2170	297	885
Portal . . . . .	925	—	—	—	925	—	—
Summe	2924	3263	3263	2821	3993	682	1086
hiervon Betonbett	342	1325	1325	883	975	107	258
Anzahl der Grundpfähle . . . . .	154	63	63	63	121	30	59
davon Schrägpfähle . . . . .	92	—	—	—	72	24	44
Rammtiefe der Pfähle . . . . .	-10,0	-12,0	-12,0	-12,0	-10,0	-10,0	-10,0
abgeschnitten in Höhe . . . . .	+0,30	-5,70	-5,70	-5,70	-0,90	+0,30	+0,30
Belastung eines Pfahles in t . . . . .	(19)	52	52	45	33	23	(18)
Länge in m							
Pfahlwand . . . . .	44,9	42,4	42,4	42,4	55,2	—	—
Spundwand . . . . .	—	—	—	—	—	31,80	34,00
Rammtiefe							
der Pfahlwand . . . . .	-4,0	-9,0	-9,0	-7,5	-4,0	—	—
der Spundwand . . . . .	—	—	—	—	—	-3,0	-3,0
abgeschnitten in Höhe . . . . .	+1,20	± 0	± 0	± 0	+1,20	+1,20	+1,20
Betonbett							
Unterkante . . . . .	± 0	-6,0	-6,0	-4,0	-1,20	± 0	+1,20
Oberkante . . . . .	+1,20	± 0	± 0	± 0	+1,20	+1,20	± 0
Stärke des Betonbettes in m . . . . .	1,20	6,0	6,0	4,0	2,40	1,20	1,20
Mischung (Cement; Kies; Steinschl.)	1 : 7 : 7	1 : 3 : 5	1 : 3 : 5	1 : 3 : 5	{ 1 : 3 : 5 } { 1 : 7 : 7 }	1 : 7 : 7	1 : 7 : 7
Größe der Fundamentsohle in qm	120,5	100,3	100,3	100,3	184,85	40,64	97,73
Beanspruchung des Baugr. kg/qcm	(2,3)	3,25	3,25	2,8	2,2	1,7	(1,1)
Beanspruchung des Betons am Mauerfuß . . . . . kg/qcm	(6,3)	2,8	2,8	2,8	2,4	2,2	(1,3)
Fläche des Mauerfußes . . . . . qm	41,27	68,7	68,7	68,7	123,2	23,73	64,0
Pfeilerstärke							
am Fuß . . . . .	(4,81)	4,94	4,94	4,94	6,28	2,28	(3,00)
in m unter dem Gesimse	(3,00)	2,90	2,90	2,90	5,20	1,22	(2,51)
Beanspruchung des Mauerwerkes durch den Auflagerstein kg/qcm	42,1	42,1	42,1	42,1	42,1/7,1	12,7	7,2
Beanspruchung des Auflagersteines durch die Lagerplatte kg/qcm	42,0	42,0	42,0	42,0	42,0/42,9	35,5	42,9
Auflagerstein							
Unterkante . . . . .	+5,40	+5,40	5,40	5,40	+5,4/+4,8	+4,80	+4,80
Oberkante . . . . .	+6,00	+6,00	6,00	6,00	+6,0/+5,4	+5,40	+5,40
Fläche des Auflagersteines . . . . . (cm)	150/135	150/135	150/135	150/135	{ 150/135 } { 105/138 }	120/130	110/130
Fläche der Lagerplatte . . . . . (cm)	92/102	92/102	92/102	92/102	92/102,48/50	82/68	48/50

Wenn Grundpfähle nicht berücksichtigt werden.

die wesentlich geringer beanspruchten Pfähle der neuen Brücke als ausreichend erachtet werden. Da bei Harburg die mittlere Fluth täglich bis +1,78 m reicht und die Fäulnisgrenze auf rund +1,0 liegt, so genügte es, die Unterkante des Betonbettes auf ± 0 zu legen; die Pfähle reichen auch hier 30 cm in den Beton hinein. In der Höhe des Vorlandes auf +1,20 beginnt der verblendete Mauerkörper. Auch die beiden Widerlagspfeiler haben nur ein 1,20 m starkes Betonbett in gleicher Anordnung erhalten.

Die statische Berechnung der Pfahlroste ergibt für den einzelnen Pfahl eine Größtkraft von 52 t, wobei jedoch der gesamte Pfeilerdruck dem Pfahlrost zugewiesen wird. In Wirklichkeit übernimmt aber der durch die Rammpfähle zusammengepreßte Untergrund einen wesentlichen Theil des Druckes unmittelbar aus der Betonplatte, sodafs in Rücksicht hierauf die theoretische Pfahlkraft von 52 t nach den Erfahrungen bei der älteren Elbbrücke zugelassen werden konnte. Die bei den einzelnen Pfeilern in Betracht kommenden Gewichte, Querschnittsabmessungen usw. sind mit den berechneten Beanspruchungen in der nebenstehenden Tabelle zusammengestellt.

Die Gesamtkosten der Pfeilerbauten von 407000 M vertheilen sich wie folgt:

Widerlagspfeiler I . . . . .	49000 M
Strompfeiler II . . . . .	66000 "
"  "  III . . . . .	66000 "
"  "  IV . . . . .	62000 "
Uebergangspfeiler V . . . . .	59000 "
Fluthpfeiler VI-X . . . . . je	15000 "
Widerlagspfeiler XI . . . . .	30000 "

Als Einheitspreise sind hierbei gezahlt worden:

für einen Grundpfahl der Strompfeiler . . . . .	67,50 M
desgl. der Fluthpfeiler . . . . .	56,00 "
für 1 m Pfahlwandlänge . . . . .	190,00 "
"  "  Spundwandlänge . . . . .	87,00 "
für 1 cbm Beton (1:3:5) unter Wasser . . . . .	26,00 "
desgl. (1:7:7) über Wasser . . . . .	21,50 "
für 1 cbm Mauerwerk . . . . .	28,25 "
für 1 cbm Verblendungsmauerwerk . . . . .	117,00 "

Als Material kamen zur Verwendung

für den Beton: Portlandcement aus der Cementfabrik Alsen (Zweigfabrik Itzehoe), Grubenkies aus Hitzacker (Julius Kochner), Steinschlag aus den Plötzkyer Brüchen (Dünning, Schöneberg); für die Verblendung: Basaltlava aus Cottenheim in der Eiffel (Firma: Zervas Söhne).

Die Aufsenarbeiten begannen mit der Untersuchung des Baugrundes. Obgleich die Annahme gerechtfertigt erschien, dafs die Untergrundverhältnisse der Eisenbahnbrücke auch 240 m unterhalb zutreffen würden, konnte man sich gegen unangenehme Ueberraschungen nur durch besondere Bohrungen sichern. Nach Text-Abb. 4 besteht der Baugrund im wesentlichen aus Kies und feinem Sand, der an den Ufern von Klei- und Moorschichten wechselnder Gestal-

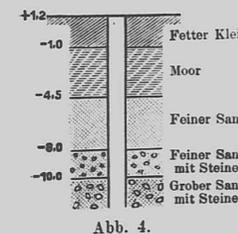


Abb. 4.

tung überdeckt ist. Die Absteckungsarbeiten konnten auf beiden Stromufern von der Eisenbahnbrücke aus mit großer Genauigkeit ausgeführt werden; im Strome selbst wurde oberhalb jedes Strompfeilers auf einem besonderen Absteckgerüst ein Festpunkt geschaffen, von dem aus die Lage des Pfeilers bestimmt und jederzeit bequem geprüft werden konnte.

Für Werkplätze war auf beiden Ufern genügend Raum vorhanden. Auf Harburger Seite wurde zwischen dem Durchstich und dem Strafsendamm (Abb. 21 Bl. 35) ein Baubureau mit einem größeren Materialienmagazin aufgestellt. Eine Reihe anderer Baubuden dienten als Tischlerwerkstätte, Schmiede, Aufenthaltsräume für Arbeiter und dergleichen. Bis auf den Uferrand bei Pfeiler I liegt dieses südliche Vorland über +3,0 d. i. über den kleineren Sturmfluthen, die für die Sommermonate der Bauzeit allein in Betracht kamen. Ein niedriger Ringdamm genügte, um die Baustelle des Widerlagers trocken zu halten. Das Wilhelmsburger Vorland liegt erheblich tiefer (+1,20); die täglichen Fluthen reichen bis an den Elbdeich. Um auch hier im Trocknen arbeiten zu können, mußte ein Ringdeich um das ganze Baugelände hergestellt werden (Abb. 22 bis 24 Bl. 35). Auf der Ostseite des Damms war eine Deichschleuse eingebaut, die bei besonders hohen Fluthen, die den Ringdeich gefährden konnten, zum Einlassen des Wassers und bei Ebbe zum Ablassen desselben diente. Innerhalb der Eindeichung wurden Lagerplätze für Kies und Werksteine, Arbeitsplätze für Zimmerleute, Baracken, Cementbuden und dergleichen angelegt. Ein Landesteg mit Krananlage, ein Karrsteg für Oberländer Kähne, die Betonierungsanlage und das Kraftwerk für elektrische Beleuchtung bildeten die weitere Ausrüstung des Werkplatzes. Für die Betonierung der Strompfeiler wurde auch Nachtbetrieb bei elektrischer Beleuchtung durch Bogenlampen erforderlich. Die Leitungsdrähte waren vom Kraftwerk aus in solcher Höhe über die Elbe geführt, dafs Schiffe mit Masten die Baustelle ungehindert durchfahren konnten.

Wegen andauernden, starken Sandzutriebes konnte die Tiefe für die Betonierung der Strompfeiler im freien Strom durch Baggerung nicht hergestellt werden. Es mußte zunächst die Pfahlwand geschlagen werden, und innerhalb derselben wurde die erforderliche Tiefe durch Greifbagger und Verticalbagger geschaffen. Zum Schlagen der Pfähle des Absteckgerüsts kam eine einfache Zugramme zur Verwendung; im übrigen wurden sowohl Pfahlwände wie Grundpfähle durch Menck- und Hambrocksche Dampfkunstrammen mit rücklaufender oder endloser Kette bei 1100 kg Bärgewicht geschlagen. Eine direct wirkende Dampftramme kam nur kurze Zeit beim Widerlagspfeiler XI zur Verwendung; die schon ältere Maschine forderte zu häufige Instandsetzungen und mußte daher bald außer Dienst gestellt werden. Im Durchschnitt wurden täglich mit jeder der sieben gleichzeitig im Betriebe befindlichen Rammen 3 1/3 Pfähle geschlagen; die gesamten Rammarbeiten waren in 12 Wochen beendet. Bei den Strompfeilern III und IV gestaltete sich der Arbeitsgang im wesentlichen gleich. Von einer schwimmenden Rüstung aus wurden zunächst die in nachstehender Text-Abb. 5 eingezeichneten zwölf Grundpfähle geschlagen und an diese kräftige Führungszangen für die Umfassung angerüstet; alsdann konnten auch die Kantpfähle der Seitenwände mit genügender Sorgfalt gerammt werden. Daran schloß sich das Ausheben des Bodens aus den Pfeilergruben

Nr.		Zug-ramme	Direct wirkende Dampf-ramme	D a m p f - K u n s t r a m m e									
				I		II		III		IV	V	VI	VII
				schwim-mend	fest	schwim-mend	fest	schwim-mend	fest	schwim-mend	fest	fest	fest
1	Bärgewicht . . . . . kg	300	1400	1200	1200	1100	1100	1100	1100	1400	1100	1000	1000
2	Fallhöhe . . . . . m	1,0—1,5	1,6	3,0—3,5	3,0	3,0	2,0	2,0	3,0	3,0—3,5	2,0	1,5—4,0	3,5—4,0
3	Bedienung . . . . . Mann	20	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
4	Dauer der Thätigkeit beim Rammen der Pfahlwand in Tagen	—	—	18	—	—	18	22	—	16	38	18	4
5	Pfahl-, bzw. Spundwandlänge } in m	—	—	44,6	—	—	42,4	40,2	—	65,8	127,2	55,2	44,9
6	Durchschnittl. Rammtiefe m	—	—	6,5	—	—	6,0	6,5	—	4,2	4,2	5,0	5,0
7	Bauart der Ramme . . . . .	—	Bauart Figée	mit rücklaufender Kette Menck u. Hambroek						mit endlos. Kette M. u. H.			
8	Tägl. Durchschn. Pfahlwandlänge in m	—	—	2,5	—	—	2,4	1,8	—	4,1	3,4	3,1	11,2
9	Tägl. Durchschn. Spundwandlänge in m	—	—	40,6	—	—	36,0	29,3	—	43,0	35,7	38,8	140,0
10	Tage der Thätigkeit beim Pfahlrammen . . . . .	10	19	14	39	10	—	—	19	64	—	23	19
11	Gerammte Pfähle . . . . .	18	39	25	112	20	—	—	53	170	—	121	154
12	Tägl. Durchschn. Anzahl der Pfähle	1,8	2,1	1,8	2,9	2,0	—	—	2,8	2,7	—	5,3	8,1
13	Tägl. Durchschn. Rammtiefe der Pfähle } in m	8,0	21,0	16,2	29,0	18,0	—	—	25,2	27,0	—	58,3	81,0
14	Durchschnittl. Rammtiefe m	5,0	10,0	9,0	10,0	9,0	—	—	9,0	10,0	—	11,0	10,0

bis auf - 6,0; schließlich konnten die übrigen Grundpfähle von einer feststehenden Ramme geschlagen werden, für welche die ersten zwölf Pfähle mit den Seitenwänden eine bequeme

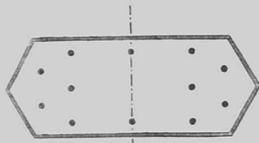


Abb. 5.

Plattform ergaben. Beim Pfeiler II mußte man auch die Pfahlwand von einem festen Gerüst rammen; das nahe-liegende flache Ufer hätte für die schwimmende Ramme keine genügend freie Bewegung zu-gelassen. Diese Umfassungswände erwiesen sich bei dem späteren Auspumpen weit dichter als die übrigen und haben trotz der besonderen Rammrüstung keine Mehrkosten verursacht, wenn man die später erforderlichen Pumparbeiten mit in Betracht zieht. Die Ergebnisse der Rammung sind in vorstehender Tabelle zusammengestellt, aus der die Leistungen der einzelnen Rammen ersichtlich sind. Nach Vollendung der Rammungen wurde die Sohle mittels eines Verticalbaggers nachgebaggert und abgeglichen.

Die Ausführung der Landpfeiler gestaltete sich wesentlich einfacher. Waren die Spundwände geschlagen, so konnte zwischen den gegenseitig abgesteiften Umschließungswänden das Ausheben des Bodens und alsdann das Rammen der Grundpfähle im Trockenem erfolgen. Nur bei Pfeiler V erwies sich der Wasserzudrang so stark, daß die unteren Schichten unter Wasserhaltung herausgeschafft werden mußten.

Die Grundpfähle konnten bei den Landpfeilern im Trockenem abgeschnitten werden; im Strome geschah dies mit Hilfe von Tauchern, die im Durchschnitt täglich 20 Pfähle kappen konnten. Die Pfahlwände wurden bei den Strompfeilern auf + 3,70 abgeschnitten; sie dienten in dieser Höhe als Unterbau für die Beton- und Mauergerüste und gleichzeitig als Abschlußwand zur Trockenhaltung der Baugrube (Text-Abb. 6). Nach dem Bauvorgange bei der neuen Hamburger

Elbbrücke wurde an der Innenseite der Pfahlwand von + 3,50 bis - 1,0 dreimal getheertes Segeltuch noch vor Schlufs der Betonirung eingehängt und am oberen Saum an die Wand festgenagelt; unten waren Eisenstäbe eingnäht, die ein glattes Anliegen an die Umfassungswand bewirkten. Während der Betonirung, solange ein Aufquellen des Wassers durch die frische Schüttung sorgfältig vermieden werden mußte, war der Innenspiegel der Baugrube durch einen Ausschnitt in der Pfahlwand und im Segeltuch mit dem wechselnden Außenwasserstand in Verbindung gebracht.

Zu dem Beton ist ausschließlich Portlandcement ohne Zusatz von Trafs, Gips oder anderen Beimengungen verwandt worden. Allerdings forderte das schnelle Abbinden ein thunlichst rasches Einbauen nach der Herstellung. Für die Schütung unter Wasser wurde eine Mischung von 1 Raumtheil Cement, 3 Theile Kies und 5 Theile Steinschlag, — für den im Trockenem zu schüttenden Stampfbeton eine schwächere von 1 Raumtheil Cement, 7 Theile Kies und 7 Theile Steinschlag verwandt. Die Zulässigkeit dieser verhältnismäßig mageren Mischungen war vorher durch hydraulische Druckversuche erprobt worden. Die Betonmühle (Abb. 19 u. 20 Bl. 35) stand auf einem besonderen Pfahlgerüst hart am Wilhelmsburger Ufer; Kies und Steinschlag wurden von den Lagerplätzen auf einer Bohlenrampe fortlaufend herangeschafft. War die Mischtrommel (Patent Kuntze-Kempton, Inhalt 0,5 cbm) durch die vorgeschriebene Anzahl der abgemessenen Karren gefüllt, so wurde der zugehörige Cement hinzugeschüttet und alsdann der Inhalt zunächst trocken, dann durchfeuchtet etwa zwei Minuten gemischt. Der fertige Beton konnte je nach Bedarf in die Förderschuten für die Baustellen im Strome oder in die Kippwagen für die Fluthpfeiler unmittelbar abgeschüttet werden.

Bei den Strompfeilern wurde der Beton in einzelnen Lagen eingebracht, und zwar mittels der in der Zeitschrift für Bauwesen 1890, Seite 354 dargestellten eisernen Beton-

versenk-kästen. Zweitheilige Bodenklappen werden durch die Spannung der Trageketten geschlossen gehalten, bis der Kasten den Boden berührt und wieder angehoben wird; den Arbeitern ist es unmöglich, die Kasten beliebig zu öffnen und den Beton aus beträchtlicher Höhe durch das Wasser zu Boden fallen zu lassen. Mit Hilfe eines für alle Strompfeiler nacheinander benutzten Portalkrahnes wurden die Kasten schnell an jeder beliebigen Stelle versenkt; der Antrieb erfolgte durch eine rasch arbeitende Dampfwinde. Nicht unerhebliche Schwierigkeiten bot das Verbringen des betriebsfertigen Krahnes von einer Baustelle zur anderen; das jedes-malige Abrüsten hätte erhebliche Mehrkosten und Zeitverlust zur Folge gehabt. Eine Förderschute, die ein Jochgerüst mit Laufschiene erhalten hatte, wurde in die Flucht der Pfahlwand gebracht; waren die Schienen bei steigendem Fluthwasser in gleiche Höhe mit denen der Baugrube gekommen, dann mußte in möglichst kurzer Zeit eine Verbindung

Betonkörper abgeglichen und die Aufmauerung in Angriff genommen. Der Cementmörtel wurde auf einer neben dem Strompfeiler liegenden Schute hergestellt, Ziegel- und Werksteine aus einer zweiten Schute nach Bedarf entnommen. Nach Fertigstellung des Mauerwerkes konnte bei besonders niedrigen Wasserständen die Pfahlwand auf ± 0 mit der Handsäge abgeschnitten werden.

Bereits Ende 1897 waren sämtliche Pfeiler fertiggestellt. Die Aufeinanderfolge und Dauer der einzelnen Arbeiten ist in Text-Abb. 7 (S. 307) zur Darstellung gebracht.

2. Brückenthore. Die beiden steinernen Thore auf den Uferpfeilern des Stromes (I und V) sind nur aus ästhetischen Gründen angeordnet; sie sollen dem leichten Eisenwerk der Stromöffnungen einen angemessenen Abschluss geben. Der Entwurf für die Thore ist dem ersten preisgekrönten Entwurfe entnommen und von dem Architekten Georg Thielen in Hamburg aufgestellt. Ein in kräftigen Formen gehaltener,

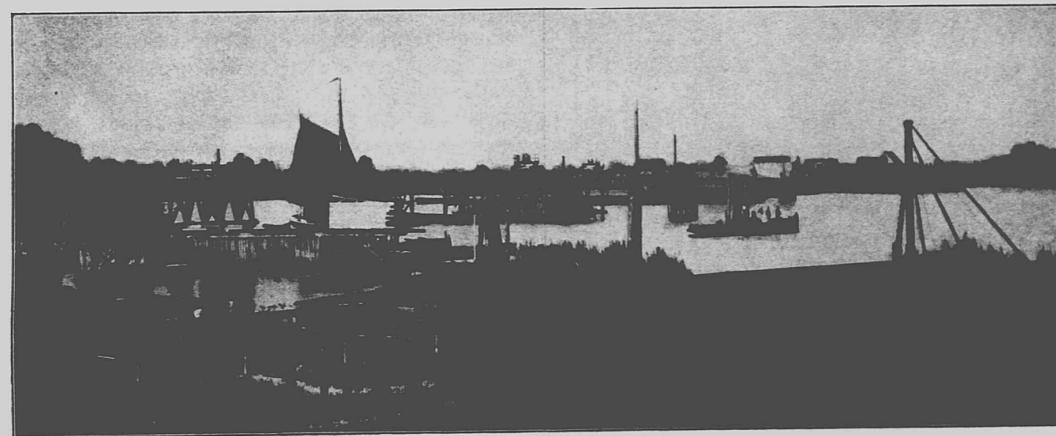


Abb. 6.

geschaffen und der Krahn herüber gerollt werden, ehe das steigende Wasser einen wesentlichen Höhenunterschied ergab. Entsprechend gestaltete sich das Absetzen an der nächsten Baugrube bei Ebbestrom. Im Durchschnitt wurden täglich 50 cbm Beton hergestellt und eingebaut; gegen Schlufs, als die Mannschaft eingearbeitet war, konnte man bei Tag- und Nachtbetrieb bis 180 cbm leisten. Die Betonirung eines Strompfeilers nahm zehn Tage in Anspruch. Bei den Fluthpfeilern und den Widerlagern I und XI wurde der Beton durch Kipper in die Baugrube hineingeschüttet und im Trockenem eingestampft.

Das Beton-Versenkungsgerüst für den Uebergangspfeiler V ist in Abb. 13 u. 14 Bl. 36 zur Darstellung gebracht.

Zwei Wochen liefs man den Beton erhärten; alsdann wurden die Baugruben mittels Kreiselpumpen entleert. Zur Aussteifung des Segeltuches waren mit demselben bei der letzten Betonschicht in kurzen Abständen (20 cm) senkrechte Bohlen an der Innenseite angebracht worden; mit dem sinkendem Wasserstande wurden sie an die Pfahlwand festgenagelt. Bei dem hohen Wasserdrucke von fast 4,0 m waren Undichtigkeiten und Beschädigungen des Segeltuches nicht ganz zu vermeiden; doch brauchte täglich kaum mehr als zwei bis drei Stunden gepumpt zu werden. Auf ± 0 wurde der

burghorartiger Aufbau wird über den seitlichen Eingängen für die Fußgänger durch je ein Thürmchen gekrönt, während der Hauptbogen über der mittleren Fahrstraße durch einen hohen eisernen Adler hervorgehoben wird. Unter diesem ist auf dem südlichen Thor das Harburger, auf dem nördlichen das Wilhelmsburger Wappen angebracht; die Seitenflächen beider Thore zeigen den Reichsadler. Als Verblendung wurde der durch seinen warmen Ton ausgezeichnete rothbraune Portasandstein verwandt; die Glasmosaikarbeiten für die Wappen sind von der Firma Puhl und Wagner (Berlin), die Kunstschmiedearbeiten der Adler von dem Hofkunstschmiedemeister Paul Marcus (Berlin) ausgeführt worden. Die Gesamtkosten eines Portales belaufen sich auf 46 000 M.; hierbei sind als Einheitspreise gezahlt

für 1 cbm Mauerwerk . . . . .	28,25 M
„ 1 cbm Verblendung . . . . .	130,00 „
„ 1 qm Mosaikwappen . . . . .	300,00 „
„ 1 schmiedeeisernen Adler . . . . .	900,00 „

3. Strafsendämme. Auf dem nördlichen Ufer hat der Wilhelmsburger Strafsendamm, den Fluthbrücken entsprechend, eine Breite von 10 m mit beiderseitigem Schutzstreifen von je 0,25 m erhalten. Der Anschlußdamm folgt zunächst der Brückennachse etwa 40 m und geht dann mit

50 m Halbmesser in die 10,5 m breite Fahrstraße des früheren König Georgs-Deiches über; er erreicht diesen in einer Neigung von 1:50 und verläuft dann wagerecht auf +6,38 bis zum Anschluß an die Hamburger Chaussee. Auf dem Südufer durchschneidet der Strafsendamm zunächst den früheren Holzhafen, kreuzt den Elbdeich an der Moorwetter und geht alsdann in einem schlanken S-Bogen in die Hamburger Strafe über. Der abgeschnittene Holzhafen mußte

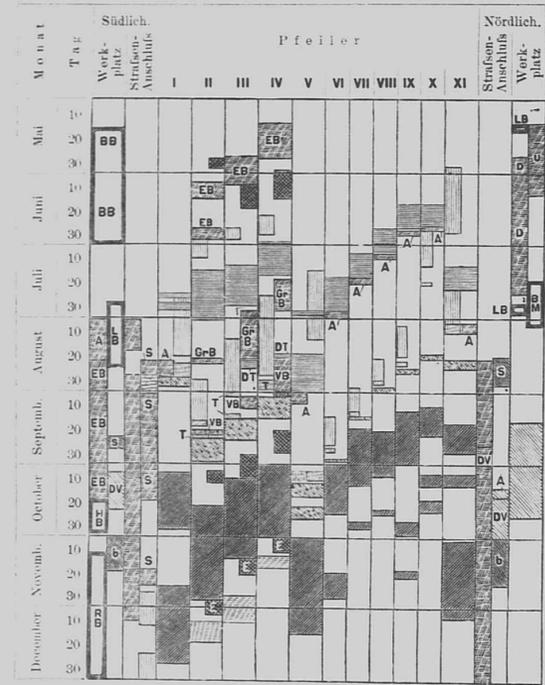


Abb. 7. Arbeitsleistungen im Jahre 1897.

durch einen Durchstich mit dem Drehbrücken-Canal wieder verbunden werden, um so die Vorfluth für die beiden einmündenden Entwässerungsgräben — die Moorwetter und die Neulander Wetter — wieder herzustellen. Die Böschungen der Strafsendämme haben im allgemeinen die Neigung 1:2 erhalten; nur am Harburger Elbdeich machte die Umgehung eines Privatgrundstückes steilere Böschungen 1:1 erforderlich. Diese, ebenso wie die steilen Kegel der Widerlagspfeiler, sind durch Steinpackung gesichert worden. Die Fahrbahn besteht aus Granitreihenpflaster auf Kiesunterlage; die Fußwege sind mit Bockhorner Klinkern abgedeckt. — Auf beiden Seiten des Stromes ist neben der Fahrstraße ein Einnehmerhäuschen

vorhanden. Die leichten Fachwerkbauten sollen nur als Diensträume dienen.

Der südliche Strafsendamm erhielt wegen des ungünstigen, schlickartigen Untergrundes in der ganzen Länge des Holzhafens zunächst eine Unterlage durch Sinkstücke aus Busch. Trotzdem noch kräftige Steinschüttungen darauf gebracht wurden, trat später doch ein Ausrutschen des halb fertigen Dammes ein. Erst nachdem der Böschungsfuß durch eine Kleischicht mit Steinabdeckung gegen Durchströmungen gesichert war, kam der Damm völlig zur Ruhe. Als Schüttungsmaterial wurde der aus dem Durchstiche gewonnene Boden sowie Baggersand aus der Süderelbe verwandt. Auf Harburger Seite konnten die unteren Lagen unmittelbar aus Schuten ausgeworfen werden, während später der Boden auf eine Gerüstbrücke gehoben und von dort durch Kipper weiter befördert wurde.

Für die Herstellung der Strafsendämme waren erforderlich: 40 000 cbm Bodenschüttung zu je 1,25  $\mathcal{M}$ , 4800 qm Böschungsbefestigung durch Flachrasen zu je 0,65  $\mathcal{M}$ , 3600 qm Granitreihenpflaster zu je 10,25  $\mathcal{M}$ , 1500 qm Klinkerbelag der Fußwege zu je 4  $\mathcal{M}$ , 1200 m Geländer aus Gasrohren mit gußeisernen Ständern zu je 7  $\mathcal{M}$ , 1000 m Bordsteine zu je 6,85  $\mathcal{M}$ . Die Kosten der Strafsendämme betragen einschl. der Beleuchtungsanlage 130 000  $\mathcal{M}$ .

III. Ueberbau.

1. Fahrbahn. Die mittlere Fahrstraße hat durchweg eine Breite von 7 m erhalten; ihre Mitte liegt — abgesehen von den Höhenschwankungen infolge der Wärmeunterschiede im Bogen — wagerecht auf +8,40. Die Pflasterdecke erhielt ein zweiseitiges Quergefälle (im Mittel 1:80) und außerdem längs den Bordkanten ein geringes Längsgefälle nach den Ablaufkästen, die in Abständen von 12,62 m ( $2 \times$  Feldweite 6,31) das Wasser unmittelbar in den Strom herabfallen lassen. Die Fußwege haben auf den Fluthbrücken eine Breite von 1,50 m zwischen Bordkante und Geländer erhalten. Ebenso groß ist bei den Bogenbrücken das Lichtmaß zwischen Geländer und Außenkante der Hängepfosten; bis zur Bordkante beträgt die Breite 2,45 m. Die Asphaltdecke hat nach der Fahrstraße zu ein Quergefälle von 1:50 erhalten. Die Gesamtbreite zwischen den Geländern beträgt bei den Fluthbrücken 10 m, bei den Strombrücken 12,90 m.

Die innere Ausgestaltung ist bei den Strom- und Fluthbrücken im wesentlichen gleich. Ein Gerippe von Quer- und Längsträgern mit dazwischen gespannten Hängeblechen bildet eine große Tafel, welche durch die Betonausfüllung und das Pflaster eine große Steifigkeit erhalten hat. Bei der Verbindung der Fahrbahn mit den Hauptträgern wollte man Nebenspannungen nach Möglichkeit vermeiden. Die Querträger sind in den Hängestäben der Stromöffnungen und in den gespreizten Pfosten der Fluthbrücken beweglich auf einem Kipplager gelagert, so daß die Hauptträger — unabhängig von den Durchbiegungen der Querträger — lediglich durch senkrechte Kräfte belastet werden. Ein Dorn in der Mitte jeder Lagerplatte verhindert seitliches Wandern der Querträger und überträgt — in den Stromöffnungen — die Windkräfte in die wagerechte Verspannung; umgekehrt werden die Obergurte der Fluthbrücken durch die Fahrbahn gegen einander abgesteift. Bei der großen Spannweite der Bogen-

träger wurde es außerdem für erforderlich erachtet, ihre Fahrbahn von den elastischen Längenänderungen der Hauptträger unabhängig zu machen. Zur Verhinderung willkürlicher Längsverschiebungen und zur Aufnahme von Bremskräften genügte eine feste Verbindung zwischen Fahrbahn und Zugband; sie ist in die Brückenmitte gelegt worden, um die gegenseitigen Längsverschiebungen zwischen Fahrbahn und Hauptträger gleichmäßig nach den Enden hin zu verteilen. Nur die Endquerträger gehören nicht zu dem beweglichen Theil der Fahrbahn; sie bilden mit dem Endpfosten und dem oberen Querriegel einen steifen Windrahmen. Die Längsträger sind nur im Endfelde auf den Endquerträgern beweglich mittels Kipplager (ohne Dorn) gelagert; im übrigen sind sie mit den Querträgern fest vernietet.

Die freischwebende Fahrbahntafel ruht in den Hängepfosten auf gußstählernen Kippstühlen. Diese Gußstahllager sind einmal durch einen Stahldorn gegen die Fahrbahn festgelegt, andererseits auch an die senkrechten Gitterstangen fest angebolzt. Demzufolge müssen die Pfosten mit ihren unteren Enden den Längsverschiebungen der Fahrbahn gegen die Hauptträger folgen und haben daher in der Längsrichtung der Brücke nur ein geringes Trägheitsmoment erhalten. Das Zugband hängt an Schraubenbolzen in länglichen Löchern, deren Spielräume nach den Brückenenden den wachsenden Bewegungen des Zugbandes gegen die Fahrbahn entsprechen. Die Einzelheiten dieser Lagerung zeigen Abb. 17, 26 u. 27, 32 bis 34 Bl. 36.

Die obere Gurtung des normalen Querträgers folgt dem Strafsenquerschnitt, die untere ist im mittleren Theile wagerecht; die Trägerenden sind nach oben auf 500 mm Höhe eingezogen. Zwischen den Querträgern und mit ihnen in der Oberkante bündig sind innerhalb der Trägerwände sechs Längsträgerzüge vorhanden; je zwei sind durch einen leichten Querverband gegen einander abgestützt.

Die cylindrisch gekrümmten Hängebleche haben die reichliche Stärke von 7 mm erhalten. Auf den Längsträgern sind sie durch besondere Decklaschen dicht vernietet; an den Querträgern sind sie durch buckelplattenartige Pafsstücke seitlich abgeschlossen (Abb. 23 u. folg. Bl. 36). Zur Ausfüllung der Belagbleche ist ein magerer Beton in einem Mischungsverhältnisse von 1 Theil Cement, 2 Theilen Sand,  $4\frac{1}{2}$  Theilen Kies zur Verwendung gekommen. Die im Mittel 15 cm starke Decke ist gegen Sickerwasser durch einen 2 cm starken Ueberzug von zähem Gußasphalt geschützt. Auf einer weiteren Zwischenlage von 5 cm Kies ruht das 10 cm hohe Steinpflaster aus Granitwürfeln; die Fugen sind sorgfältig mit Asphalttheer vergossen. Ueber die neue Brücke soll eine Strafsenbahn von Hamburg nach Harburg geführt werden, die Gleise sind bereits in die Fahrbahn bündig eingebettet (Abb. 17 Bl. 36). Außerhalb der Tragwände ruhen zwei Längszüge auf den Kragenden der Querträger. Ein Rost von Zoreisen ist mit Kiesbeton und alsdann mit einer 2 cm starken Asphalttschicht abgedeckt.

An den Enden jeder Brückenöffnung sind die Köpfe der Längsträger durch einen leichten Querträger abgeschlossen, an dessen obere Kante die Längenausgleich-Streifen aus geripptem Stahl angebolzt sind.

2. Tragwerk der Strombrücken. Das Hauptträgersystem der vier gleichen Strombrücken ist ein Bogenfachwerk mit aufgehobenem wagerechtem Schube.

Die Stützweite von 100,96 m zerfällt in 16 Fache zu 6,31 m; es beträgt:

die Gesamthöhe in der Mitte  $17\text{ m} \left( \sim \frac{1}{6} l \right)$ ,

die Fachwerkhöhe in der Mitte  $3,2\text{ m} \left( \sim \frac{1}{30} l \right)$ ,

der Gurtabstand am Endpfosten 8,65 m,  
die Entfernung der Hauptträgermitten 8,30 m.

Die obere Gurtung entspricht in ihrer Form dem Druckbogen der benachbarten Eisenbahnbrücke; ihre Knotenpunkte liegen auf einer Parabel von der Gleichung

$$y^2 = 2 \cdot 1526 \cdot x.$$

Die untere Gurtung bildet eine ellipsenähnliche Curve; das Zugband liegt wagerecht. Diese Uebereinstimmung der

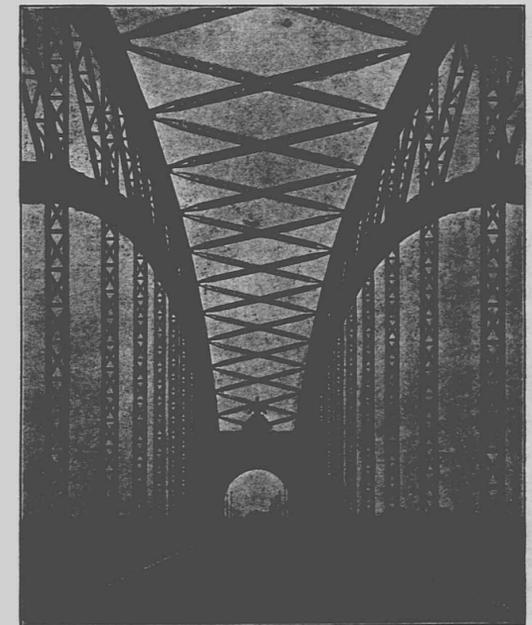


Abb. 8.

oberen wie unteren Begrenzung war durch ästhetische Rücksichten bedingt; neben dem benachbarten Lohse-Träger durfte das neue Bauwerk in den Hauptlinien keinen zu auffallenden Gegensatz bilden. Wohl aber war in der inneren Ausbildung eine Verschiedenheit nicht nur zulässig, sondern mit Rücksicht auf die stets eintönige Wirkung zweier ganz gleicher Bauwerke geboten. Für sich betrachtet bietet die neue Form mit der klaren Anordnung seiner nur wenigen Tragglieder ein ungleich ruhigeres Bild; ebenso giebt die kräftige Bogenform, das leichte Fachwerk und die klare Windversteifung eine wesentlich wirkungsvollere Innenansicht (Text-Abb. 8). Auch ermöglicht das Fehlen störender Diagonalen in der Augenhöhe eine freie Aussicht nach beiden Seiten des Stromes. In technischer und wirtschaftlicher Beziehung zeigt das neue Bauwerk gegenüber dem Lohse-Träger und gegenüber einem einfachen Balkenträger erhebliche Vorzüge, z. B. geringe Herstellungskosten im Werk infolge der wenigen, einfachen Knotenpunkte, geringen Eisenverbrauch, ungehinderten Querverkehr.

Die Aussteifung der Hauptträger und Aufnahme der Windkräfte geschieht durch eine obere und eine untere Verpannung; erstere liegt in der Wölbfläche des Obergurtes, letztere wagrecht in der Ebene des Zugbandes. Der untere

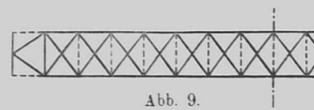


Abb. 9.

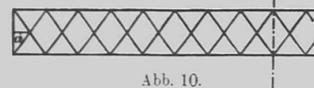


Abb. 10.

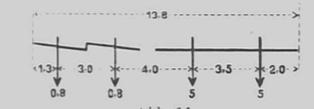


Abb. 11.

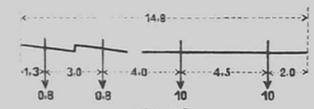


Abb. 12.

Windverband (Text-Abb. 9) besteht aus gekreuzten, auf Zug und Druck beanspruchten Streben ohne Ständer; nur in den Endfeldern sind die Diagonalen ungekreuzt zu Spitzen zusammengeführt. Die Stützung in der Mitte der Endquerträger soll eine möglichst gleichmäßige Uebertragung auf beide Endpfosten bewirken. In dem Tragwerk des oberen Windverbandes (Text-Abb. 10) sind die gekreuzten Streben der Gleichmäßigkeit halber auch in den Endfeldern durchgeführt. Der obere Riegel des Endrahmens ist durch den kurzen Druckständer  $a$  in seiner Knicklänge getheilt.

Verkehrslasten. Die mittlere Fahrstraße kann durch zwei neben einander fahrende Wagenreihen (Text-Abb. 11 u. 12) belastet werden; das schwerere Fuhrwerk hat 5 t, das leichtere

2,5 t Raddruck — bei 2,5 m Ladebreite und 1,5 m Radstand. Neben den Wagen kann Menschengedränge von 400 kg/qm eintreten. Bezüglich des 20 t-Wagens ist die Einschränkung zugelassen worden, daß derselbe nur in der Brückenmitte oder höchstens 75 cm seitwärts fahren dürfe. — Für die Berechnung der Hauptträger ist im Hinblick auf die große Spannweite, die weite Entfernung der Hauptträger und die Ausgleichung der Belastungen durch die steife Fahrbahn eine gleichförmige Belastung von 350 kg/qm zu Grunde gelegt.

Eigengewichte. Das Gesamtgewicht einer Strombrücke beträgt 1103 t; mithin entfallen auf 1 m Brückenslänge 10,854 t, gegenüber 4,2 t infolge von Verkehrsbelastung, sodafs  $g:p \approx 2,6$  ist. Die Zusammensetzung des Eigengewichts ist in nachstehender Tabelle angegeben.

Auf 1 m Brückenslänge kommen	Gewicht der Einheit	Gewicht f. 1 m Brückenslänge
1. 7 qm Granitreihenpflaster . . . . .	280 kg	1960 kg
2. 0,14 cbm Kieszwischenlage . . . . .	1800 "	252 "
3. 8 qm Asphaltabdeckung . . . . .	30 "	240 "
4. 1,05 cbm Beton der Fahrstraße . . . . .	2100 "	2205 "
5. 4,6 qm Gufasphalt der Fußwege . . . . .	40 "	184 "
6. 0,3 cbm Beton der Fußwege . . . . .	2200 "	660 "
7. 2 m Bordsteine . . . . .	125 "	256 "
8. Eisen der Fahrbahn (einschl. Geländer) . . . . .		2077 "
9. Eisen der beiden Hauptträger . . . . .		2660 "
10. Eisen des oberen Windverbandes . . . . .		123 "
11. Eisen des unteren Windverbandes . . . . .		237 "
Zusammen		10854 kg.

Windkräfte. Als Belastung in wagerechter Richtung ist ein Winddruck von 250 kg/qm für die unbelastete, und von 150 kg/qm für die belastete Brücke angenommen; dabei sind die senkrechten Flächen beider Hauptträger und ein Verkehrsband von 3 m Höhe in Ansatz gebracht.

(Schluß folgt.)

### Ueber Bogenbrücken mit elastischen Pfeilern (Bogenreihen).

(Alle Rechte vorbehalten.)

Bogenbrücken mit mehreren Öffnungen und schlanken, elastischen Zwischenpfeilern weisen größere Formänderungen und dementsprechend ungünstigere Beanspruchungen auf als solche mit nur einer einzigen Öffnung und festen, starren Widerlagern, indem bei Belastungen, die sich nur über einzelne Öffnungen erstrecken, die angrenzenden Pfeiler unter dem einseitigen Bogenschub der Verkehrslast ausgebeugt werden. Diesem Sachverhalt wird bei Ausführung von Bogenreihen vielfach dadurch Rücksicht getragen, daß man die Abmessungen schätzungsweise größer wählt als bei Einzelöffnungen, oder auch dadurch, daß man schätzungsweise ein bestimmtes Ausbiegen der Pfeiler in Rechnung stellt.

Im folgenden sollen nun die einschlägigen Verhältnisse genauer untersucht und die Aenderungen des Kräfteplans, die bei Bogenreihen mit elastischen Zwischenpfeilern gegenüber Bögen mit starren Pfeilern auftreten, theoretisch festgestellt werden. Es wird hierbei zunächst, wie üblich, bei Aufstellung der statischen und der Formänderungsgleichungen davon abgesehen, daß streng genommen nicht die planmäßigen Werthe  $l$  und  $f$  von Spannweite und Pfeilhöhe, sondern die geänderten, dem endgültigen Gleichgewichtszustand entsprechenden Werthe  $l + \Delta l$  und  $f + \Delta f$  eingeführt

werden müßten. Dieses Verfahren ist so lange zulässig, als die Aenderungen  $\Delta l$  und  $\Delta f$  nur geringfügig sind; bei hohen, schlanken Pfeilern können dieselben jedoch, namentlich für Bögen mit drei Gelenken so hohe Werthe erreichen, daß ihre Vernachlässigung zu völlig unzutreffenden Ergebnissen führen würde. Es wird daher für diese Fälle noch eine zweite, genauere Untersuchung durchgeführt, die der Aenderung der planmäßigen Werthe von  $l$  und  $f$  Rechnung trägt. Die entsprechenden Aenderungen des Kräfteplans erstrecken sich nicht nur auf die Größen, sondern auch auf die Angriffspunkte und Hebelarme der einzelnen Kräfte; insbesondere werden hierbei die lothrechten Kräfte in ihrer Einwirkung auf die Beanspruchung und auf die Formänderung der Pfeiler betroffen.

#### I. Bogen mit drei Gelenken.

a) Die Aenderungen  $\Delta l$  und  $\Delta f$  von Spannweite und Pfeilhöhe werden vernachlässigt.

Wenn man die infolge der Pfeilerausbiegungen auftretenden Aenderungen von Spannweite und Pfeilhöhe vernachlässigt, also durchweg deren planmäßigen Werthe  $l$  und  $f$  in die Rechnung einführt, so erhält man für den Dreigelenkbogen die gleichen Auflagerkräfte wie bei starren Pfeilern;

der Kräfteplan wird durch die Nachgiebigkeit der Pfeiler nicht geändert.

Bei beliebiger Belastung der Brücke wirken auf den Kopf eines Pfeilers die Auflagerkräfte der anstossenden Bögen  $C'H'$  und  $C''H''$ , die sich zu einer wagerechten Kraft  $R$ , einer lothrechten, in der Pfeilerachse wirkenden Kraft  $C$  und einem Drehmoment  $T$  zusammensetzen lassen (Abb. 1 u. 2). Auf die Verbiegung des Pfeilers sind nur  $R$  und  $T$  von Einfluß. Man erhält für die Verschiebung des Pfeilerkopfes den Betrag

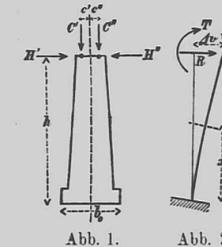


Abb. 1.



Abb. 2.

$$\Delta v = \int_0^h \frac{M}{\mathfrak{E}\mathfrak{J}} (h-x) dx + \frac{M_0 h}{\eta \mathfrak{J}_0}$$

$$\Delta v = \int_0^h \frac{R(h-x)^2 + T(h-x)}{\mathfrak{E}\mathfrak{J}} dx + \frac{Rh^2 + Th}{\eta \mathfrak{J}_0}$$

$$= R \left( \int_0^h \frac{(h-x)^2 dx}{\mathfrak{E}\mathfrak{J}} + \frac{h^2}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) + T \left( \int_0^h \frac{(h-x) dx}{\mathfrak{E}\mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) \quad (1)$$

Hierin bezeichnet  $\mathfrak{J}$  das i. a. veränderliche Trägheitsmoment des Pfeilerquerschnitts für die Abscisse  $x$ .  $\mathfrak{J}_0$  das Trägheitsmoment der Grundfläche.  $\mathfrak{E}$  die Elasticitätsziffer des Pfeilerstoffes. Für Stein ist streng genommen die Größe  $\mathfrak{E}$  nicht vollkommen unveränderlich, doch kann sie hier innerhalb der Grenzen der Anwendung genau genug als unveränderlich angenommen werden.  $\eta$  die Bodenziffer, d. h. die Ziffer, die das Verhältniß zwischen Bodenpressung und zugehöriger Senkung angibt. Für unveränderliches  $\mathfrak{J}$  bzw. für einen entsprechenden Mittelwerth ergibt sich

$$\Delta v = R \left( \frac{h^3}{3\mathfrak{E}\mathfrak{J}} + \frac{h^2}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) + T \left( \frac{h^2}{2\mathfrak{E}\mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) \quad (2)$$

Am ungünstigsten liegen die Verhältnisse für einen Pfeiler, wenn er sich zwischen einer belasteten und einer unbelasteten Öffnung befindet. Sind wie gewöhnlich die einzelnen Öffnungen gleichartig gestaltet, so übt das Eigengewicht der Bögen keine biegende Wirkung auf den Pfeiler aus; eine solche erfolgt nur durch die Verkehrslast. Nimmt man die linksseitige Öffnung als belastet an (Normalfall), so ist  $R = vH$ ,  $T = vC \cdot c$  zu setzen, wo  $vH$  den durch die Verkehrslast hervorgerufenen Bogenschub,  $vC$  den entsprechenden lothrechten Auflagerdruck,  $c$  dessen Hebelarm bezeichnet. Bei vollständiger, gleichmäßiger Belastung des Bogens mit  $p$  für die Längeneinheit, ist

$$vH = \frac{pl^2}{8f}, \quad vC = \frac{pl}{2} \quad (3)$$

Die Bodenpressungen in den äußersten Punkten der Sohle sind

$$\sigma_1 = \frac{G}{\mathfrak{J}_0} + \frac{M_0 b_0}{\mathfrak{J}_0^2} \quad \text{und} \quad \sigma_2 = \frac{G}{\mathfrak{J}_0} - \frac{M_0 b_0}{\mathfrak{J}_0^2} \quad (4)$$

wo  $\mathfrak{J}_0$  den Inhalt der Grundfläche und  $G$  das gesamte auf ihr lastende Gewicht bezeichnet.

Zahlenbeispiel 1 (Steinbogen von 10 m Stützweite).

Es handle sich um eine gewölbte Strafenbrücke mit drei Gelenken.

$l = 10 \text{ m} = 1000 \text{ cm}$ ,  $f = \frac{1}{4} l = 250 \text{ cm}$ ,  $h = 20 \text{ m} = 2000 \text{ cm}$ ,  
 $p = 400 \text{ kg}$ ,  $g = 2400 \text{ kg}$  auf 1 m Pfeilerbreite,  
 $b_0 = 3 \text{ m} = 300 \text{ cm}$ ,  $\mathfrak{J}_0 = \text{rund } 240\,000\,000 \text{ cm}^4$  auf 1 m Breite,  
 $\mathfrak{E} = 30\,000$  auf 1 m Breite,  
 $\mathfrak{J} = \frac{1}{2} \mathfrak{J}_0 = 120\,000\,000 \text{ cm}^4$ ,  $\mathfrak{E} = 60\,000 \text{ kg/qcm}$ ,  $\eta = 5 \text{ kg/cm}$   
 bzw. = 20, bzw. =  $\infty$ ,  
 $G = 124\,000 \text{ kg}$  auf 1 m Breite,  $c = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$ .  
 $vH = \frac{pl^2}{8f} = \frac{400 \cdot 10^2}{8 \cdot 2,5} = 2000 \text{ kg}$ ,  $vC = \frac{pl}{2} = \frac{400 \cdot 10}{2}$   
 $= 2000 \text{ kg}$ ,  $R = vH = 2000 \text{ kg}$ ,  
 $T = -vC \cdot c = -2000 \cdot 100 = -200\,000 \text{ kg/cm}$ , alle Kräfte auf 1 m Breite bezogen.

Nach Gleichung (2) ist nun für  $\eta = 5$ ,  $\Delta v = 7,00 \text{ cm}$ ,  
 $\eta = 20$ ,  $\Delta v = 2,27 \text{ cm}$ ,  
 $\eta = \infty$ ,  $\Delta v = 0,68 \text{ cm}$ .

Das Moment bezüglich der Pfeilersohle ist  $M_0 = Rh + T = 2000 \cdot 2000 - 200\,000 = 3800\,000 \text{ kg/cm}$ .

Das Widerstandsmoment  $\mathfrak{W}_0 = \frac{\mathfrak{J}_0^2}{b_0} = 1\,600\,000 \text{ cm}^2$ .

Die Randspannungen (positiv für Druck, negativ für Zug)  $\sigma_1 = \frac{G}{\mathfrak{J}_0} + \frac{M_0}{\mathfrak{W}_0} = \frac{124\,000}{30\,000} + \frac{3800\,000}{1\,600\,000} = 4,1 + 2,4 = 6,5 \text{ kg/qcm}$ ,  
 $\sigma_2 = 4,1 - 2,4 = 1,7 \text{ kg/qcm}$ .

Aus vorstehenden Zahlenwerthen ist der große Einfluß der Bodenbeschaffenheit auf die Verschiebung des Pfeilerkopfes ersichtlich; er überwiegt in den meisten Fällen den der Pfeilerverbiegung. Leider mangelt es noch vollständig an zuverlässigen Angaben über die Größe der Bodenziffer  $\eta$  bei Pfeilerbauten. Es läßt sich nur sagen, daß  $\eta$  von den Abmessungen der Druckfläche abhängig ist und mit wachsender Druckfläche abnimmt; ferner, daß es unter sonst gleichen Verhältnissen mit der Gründungstiefe wächst (sich Centralblatt der Bauverwaltung 1893, S. 306 und 1900, S. 308). Hiernach können die für Eisenbahnoberbau ermittelten Werthe von  $\eta$ , die sich i. a. zwischen 3 und 10 bewegen, nur mit Vorbehalt und entsprechend abgeändert für Pfeilerbauten Anwendung finden. Es dürfte wohl anzunehmen sein, daß bei gutem Baugrund und angemessener Tiefe die Größe  $\eta$  keinen geringeren Werth als 20 aufweist, und daß bei festem Felsboden  $\eta = \infty$  gesetzt werden kann.

Die Größe der Elasticitätsziffer  $\mathfrak{E}$  von Mauerwerk schwankt je nach Steinart, Mörtelbeschaffenheit und Ausführungsweise in sehr weiten Grenzen. Auf Grund der wenigen hierüber veröffentlichten Angaben kann man als Mittelwerthe annehmen:

für Bruchsteinmauerwerk aus Sandstein  $\mathfrak{E} = 60\,000 \text{ kg/qcm}$ ,  
 für Ziegelmauerwerk  $\mathfrak{E} = 30\,000 \text{ kg/qcm}$ ,  
 für Betonmauerwerk  $\mathfrak{E} = 250\,000 \text{ kg/qcm}$ .

Diese Verschiedenheiten von  $\mathfrak{E}$  kommen nur bei unprelsbarem Boden hinsichtlich der Pfeilerausbiegung  $\Delta v$  voll zum Ausdruck; je prelsbarer der Boden, desto mehr treten sie hinter dem Einfluß der Bodenziffer  $\eta$  zurück.

b) Die Aenderungen  $\Delta l$  und  $\Delta f$  von Spannweite und Pfeilhöhe werden berücksichtigt.

Wenn man, den thatsächlichen Verhältnissen entsprechend, die Aenderungen  $\Delta l$  und  $\Delta f$  in Rechnung stellt, so treten bei Belastung von nur einer Öffnung durch die Verkehrs-

last Verbiegungen sämtlicher Pfeiler und somit Aenderungen des Kräftespiels in sämtlichen Öffnungen auf, während sich bei der üblichen, unter a) angegebenen Näherungsrechnung die Aenderung auf die belastete Öffnung und deren zwei Nachbarpfeiler beschränkt. Die Ausbiegungen und Beanspruchungen der Nachbarpfeiler fallen grösser aus als unter a) berechnet, die ausbiegende Kraft  $R$  wird grösser als der von der Verkehrslast herrührende Bogenschub  $vH$  bei starren Pfeilern. Die weiter folgenden Pfeiler erhalten abwechselnd negative und positive Ausbiegungen, die anderen Öffnungen werden abwechselnd kleiner und grösser als normal (Abb. 3), wobei jedoch die Absolutwerthe der Ab-

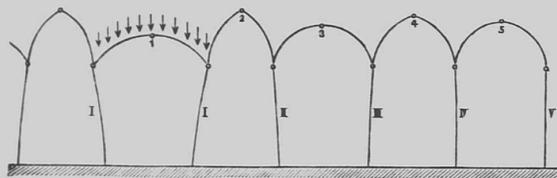


Abb. 3.

weichungen immer kleiner und kleiner ausfallen. Infolge des Ausbiegens der Pfeiler I sinkt nämlich nicht nur der Scheitel 1, sondern hebt sich auch der benachbarte Scheitel 2; die Spannweite  $l_2$  wird kleiner, ihre Pfeilhöhe  $f_2$  grösser als normal, somit auch der Bogenschub dieser Öffnung kleiner als normal. Er ist nun nicht mehr imstande, den Schub der Öffnung 3 aufzuheben, der Pfeiler II muß sich daher nach links ausbiegen, wodurch  $l_3$  grösser,  $f_3$  kleiner und  $H_3$  grösser als normal werden. Dies hat nun eine Ausbiegung des Pfeilers III nach rechts zur Folge u. s. f.

Es verdient bemerkt zu werden, daß bei hängenden Dreiecksbogen die Formänderungen in anderer Weise (Abb. 4)

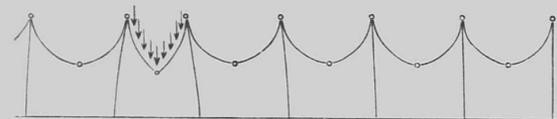


Abb. 4.

vor sich gehen. Hier verringert sich nur bei der belasteten Öffnung die Spannweite, bei allen anderen, den unbelasteten, wird sie grösser; sämtliche Pfeiler neigen sich nach der belasteten Öffnung hin. Der Bogenzug der belasteten Öffnung wird kleiner, als wenn die Pfeiler starr wären; er mindert sich in dem Maße, in dem sich die elastischen Pfeiler nach innen neigen. Im Gegensatz hierzu wächst bei den Druckbögen der Bogenschub mit der Pfeilerbiegung, was ein weiteres Ausbiegen der Pfeiler zur Folge hat u. s. f. Im Grenzfall, bei zu schlanken Pfeilern, ist dieses Wachstum unbegrenzt, die Pfeiler knicken um, das Bauwerk wird zerstört — ein vollständiges Gegenstück zum Ausknicken eines über das zulässige Maß belasteten Druckstabes. Es ist Sache des Baumeisters, die Pfeiler so kräftig auszuführen, daß sie dem Grenzfall des Ausknickens gegenüber ausreichende Sicherheit bieten.

Um nun die vorliegende Aufgabe zu lösen, betrachte man die Pfeilerausbiegungen  $\Delta v$  als Unbekannte und drücke alle anderen Größen (die Aenderungen  $\Delta l$  und  $\Delta f$  von Spannweite und Pfeilhöhe, die neuen Bogenschübe  $\mathfrak{S}$  und

die Pfeilergegenkräfte  $R$ ) als Functionen derselben aus. Das Gleichgewicht der am Pfeilerkopf wirkenden wagerechten Kräfte liefert sodann die zur Bestimmung der Unbekannten  $\Delta v$  erforderlichen Gleichungen. Bei  $n$  Öffnungen und  $n+1$  Pfeilern ist die Zahl der Unbekannten sowie die der Gleichungen  $= n+1$ . Wenn wie gewöhnlich die Endpfeiler als starr angesehen werden können, so mindert sich die Zahl der Gleichungen und der Unbekannten auf  $n-1$ .

Bezeichnet man für eine beliebige Öffnung die Verschiebung des linksseitigen Pfeilerkopfes mit  $\Delta v'$ , die des rechtsseitigen mit  $\Delta v''$  (beide positiv, wenn nach rechts gerichtet), so ist die Vergrößerung der Spannweite

$$\Delta l = \Delta v'' - \Delta v' \dots (5)$$

die zugehörige Vergrößerung der Pfeilhöhe ist

$$\Delta f = -\frac{l \Delta l}{4f} \dots (6)$$

wie aus der Bedingung,  $f^2 + \frac{l^2}{4} = s^2 =$  annähernd unveränderlich, unmittelbar hervorgeht (Abb. 5).

Der den geänderten Grundmaßen entsprechende Bogenschub kann näherungsweise gesetzt werden

$$\mathfrak{S} = H \frac{l + \Delta l}{l} \cdot \frac{f + \Delta f}{f} = H \left( 1 + \frac{\Delta l}{l} \right) \left( 1 - \frac{\Delta f}{f} \right) \dots (7)$$

wo  $H$  den normalen Schub bei starren Pfeilern bezeichnet.

Für eine unbelastete Öffnung ist  $H = eH = \frac{gl^2}{8f}$ , für eine gleichmäßig durch die Verkehrslast  $p$  belastete,  $H = eH + vH = \frac{(g+p)l^2}{8f}$ .

Auf den Kopf des  $r$ . Pfeilers, der sich zwischen der  $r$ . und  $(r-1)$ . Öffnung befindet, wirken nun, wie in Abb. 6 dargestellt, die wagerechten Bogenschübe  $\mathfrak{S}_{r-1}$  und  $\mathfrak{S}_r$ , die lothrechten Bogendrucke  $C_{r-1}$  und  $C_r$  und das Gewicht des Pfeileraufsatzes  $P_0$ . Diese Kräfte lassen sich, wie in Abb. 7 angegeben, ersetzen durch eine wagerechte Kraft

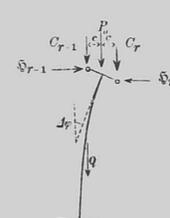


Abb. 6.



Abb. 7.

$$R = \mathfrak{S}_{r-1} - \mathfrak{S}_r \dots (8)$$

durch eine lothrechte centrische Kraft

$$P = C_{r-1} + C_r + P_0 \dots (9)$$

und durch ein Moment

$$\mathfrak{M} = (-C_{r-1} + C_r) e + (\mathfrak{S}_{r-1} + \mathfrak{S}_r) e \cdot \Delta \varphi = T + (\mathfrak{S}_{r-1} + \mathfrak{S}_r) \frac{ex \Delta v}{h} \dots (10)$$

wo  $\Delta \varphi$  den Verbiegungswinkel am Pfeilerkopf bezeichnet.

$\Delta \varphi$  ist bei unpreßbarem Boden annähernd gleich  $\frac{2 \Delta v}{h}$ ,

bei sehr preßbarem Boden bzw. bei starrem Pfeiler gleich  $\frac{\Delta v}{h}$  und wurde i. a. gleich  $\frac{z \cdot \Delta v}{h}$  gesetzt, wo  $z$  zwischen 1 und 2 liegt.

Bei dem sehr geringen Einfluß, den das fragliche Glied auf das Endergebnis ausübt, genügt es, im Einzelfall die GröÙe von  $z$  schätzungsweise anzunehmen.

Die Verschiebung des Pfeilerkopfes durch die wagerechte Kraft  $R$  ist gleich  $\frac{R}{q}$ , wenn man den Factor von  $R$  in Gl. (1) bzw. Gl. (2) mit  $\frac{1}{q}$  bezeichnet, d. h.

$$\frac{1}{q} = \int_0^h \frac{(h-x)^2 dx}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h^2}{\eta \mathfrak{J}_0} \text{ bzw. } = \frac{h^3}{3 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h^2}{\eta \mathfrak{J}_0} \dots (11)$$

In gleicher Weise erhält man die Verschiebung durch das Moment  $\mathfrak{M}$  gleich  $\frac{\mathfrak{M}}{\tau}$ , wo  $\frac{1}{\tau}$  den Factor von  $T$  in Gl. (1) bzw. Gl. (2) bezeichnet, d. h.

$$\frac{1}{\tau} = \int_0^h \frac{(h-x) dx}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \text{ bzw. } = \frac{h^2}{2 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \dots (12)$$

Die GröÙen  $\frac{1}{q}$  und  $\frac{1}{\tau}$  bedeuten nach vorstehendem diejenigen Verschiebungen des Pfeilerkopfes, welche durch  $R=1$  bzw.  $\mathfrak{M}=1$  hervorgerufen werden. Die reciproken Werthe  $q$  und  $\tau$  bedeuten diejenige wagerechte Kraft bzw. dasjenige Moment, welche einer Verschiebung  $\Delta v=1$  entsprechen.

Die Verschiebung, welche die um  $\Delta v$  aus der ursprünglichen Lage gebrachte lothrechte Last  $P$  hervorruft, ist gleich

$$\int_0^h \frac{P(\Delta v - y)(h-x) dx}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{P \Delta v \cdot h}{\eta \mathfrak{J}_0}, \text{ abgekürzt } = \frac{P \Delta v}{\pi} \dots (13)$$

$y$  bezeichnet hierbei die Ordinate der elastischen Linie der Pfeilerachse.

Für sehr preßbaren Boden und einen kräftigen Pfeiler mit großem  $\mathfrak{E}$  ist die elastische Linie nahezu eine Gerade,  $y = \frac{\Delta v \cdot x}{h}$ . Für diesen Fall wird, wenn  $\mathfrak{J}$  unveränderlich,

$$\frac{1}{\pi} = \left( \frac{h^2}{3 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) \text{ bzw. } = \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \text{ für } \mathfrak{E} = \infty \dots (13^a)$$

Für unpreßbaren Boden kann näherungsweise, dem Parabelgesetz entsprechend,  $y = \Delta v \cdot \frac{x^2}{h^2}$  gesetzt werden. Man erhält sodann bei unveränderlichem  $\mathfrak{J}$

$$\frac{1}{\pi} = \left( \frac{5h^2}{12 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) \text{ bzw. } = \frac{5h^2}{12 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} \text{ für } \eta = \infty \dots (13^b)$$

Der Unterschied beider Grenzwerte von  $\frac{1}{\pi}$  ist nur gering.

Im Einzelfall ist für  $\frac{1}{\pi}$  schätzungsweise ein Zwischenwerth anzunehmen.

In ähnlicher Weise wie das am Pfeilerkopf wirkende lothrechte Gewicht  $P$  bringt auch das unterhalb gelegene Pfeilergewicht  $Q$  eine Vermehrung der Pfeilerausbiegung zustande. Bezeichnet man das Gewicht für die Höheneinheit des Pfeilers mit  $q$ , so ist für einen Querschnitt  $x$  das entsprechende Biegemoment

$$M = \int_0^h qy dx - y \int_0^h q dx; \text{ für } x=0, M_0 = \int_0^h qy dx \dots (14)$$

und für die beiden Grenzfälle einer geraden und einer parabelförmigen elastischen Linie bei unveränderlichem  $q$

$$M = \frac{q(h-x)^2}{2h} \Delta v, M_0 = \frac{qh}{3} \Delta v \dots (14^a)$$

$$\text{und } M = \frac{q(h^3 - 3hx^2 + 2x^3)}{3h^2} \Delta v, M_0 = \frac{qh}{2} \Delta v \dots (14^b)$$

Infolge der Momente  $M$  biegt sich die Pfeilerkronen aus um  $\int_0^h \frac{M(h-x) dx}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{M_0 h}{\eta \mathfrak{J}_0} \dots (15)$

und in den beiden Grenzfällen um

$$\frac{qh^3 \Delta v}{8 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{qh^2 \Delta v}{2 \eta \mathfrak{J}_0} \text{ oder } Q \Delta v \left( \frac{h^2}{8 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{2 \eta \mathfrak{J}_0} \right), \text{ da } Q = qh,$$

$$\text{und um } \frac{7qh^3 \Delta v}{60 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{qh^2 \Delta v}{3 \eta \mathfrak{J}_0} \text{ oder } Q \Delta v \left( \frac{7h^2}{60 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{3 \eta \mathfrak{J}_0} \right).$$

Abgekürzt kann man die durch  $Q$  hervorgerufene Ausbiegung setzen  $= \frac{Q}{\psi} \Delta v$ , wo  $\frac{1}{\psi}$  im Einzelfall schätzungsweise zwischen den Grenzwerten

$$\frac{1}{\psi} = \left( \frac{h^2}{8 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{2 \eta \mathfrak{J}_0} \right) \dots (15^a)$$

$$\text{und } \frac{1}{\psi} = \left( \frac{7h^2}{60 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{3 \eta \mathfrak{J}_0} \right) \dots (15^b)$$

zu wählen ist.

Man hat nun die gesamte Ausbiegung des  $r$ . Pfeilers

$$\Delta v_r = \frac{R}{q} + \frac{\mathfrak{M}}{\tau} + \frac{P}{\pi} \Delta v_r + \frac{Q}{\psi} \Delta v_r \dots (16)$$

Nach Gl. (8) und (7) ist

$$R_r = \mathfrak{S}_{r-1} - \mathfrak{S}_r = H_{r-1} \left[ 1 + \frac{(\Delta v_r - \Delta v_{r-1}) s_{r-1}^2}{l_{r-1} f_{r-1}^2} \right] - H_r \left[ 1 + \frac{(\Delta v_{r+1} - \Delta v_r) s_r^2}{l_r f_r^2} \right] \dots (17)$$

nach Gl. (10)

$$\mathfrak{M}_r = T_r + (\mathfrak{S}_{r-1} + \mathfrak{S}_r) \frac{ex \Delta v_r}{h} \text{ angenähert } = T_r + (H_{r-1} + H_r) \frac{ex \Delta v_r}{h} \dots (18)$$

wenn man die kleinen GröÙen zweiter Ordnung  $\Delta v^2$  vernachlässigt.

Der Einfachheit wegen wurde bei den auf den  $r$ . Pfeiler bezüglichen GröÙen  $P$ ,  $Q$ ,  $h$  und  $c$  der Index  $r$  weggelassen, da hier eine Verwechslung nicht zu befürchten ist.

Nach Einsetzen dieser Werthe in Gl. (16) erhält man die gesuchte Grundgleichung für den  $r$ . Pfeiler

$$\Delta v_r \left[ 1 - \frac{H_{r-1}}{q} \left( \frac{s_{r-1}^2}{l_{r-1} f_{r-1}^2} + \frac{cx}{\tau h} \right) - \frac{H_r}{q} \left( \frac{s_r^2}{l_r f_r^2} + \frac{cx}{\tau h} \right) - \frac{P}{\pi} \frac{Q}{\psi} \right] + \Delta v_{r-1} \frac{H_{r-1} s_{r-1}^2}{q l_{r-1} f_{r-1}^2} + \Delta v_{r+1} \frac{H_r s_r^2}{q l_r f_r^2} = \frac{H_{r-1} - H_r}{q} + \frac{T_r}{\tau} \dots (19)$$

Die Werthe  $q$ ,  $\tau$ ,  $\pi$ ,  $\psi$  beziehen sich hierbei auf den  $r$ . Pfeiler.

Wenn alle Öffnungen gleichartig sind, so erhält Gl. (19) folgende einfachere Form:

$$\Delta v_r \left[ 1 - (H_{r-1} + H_r) \left( \frac{s^2}{q l f^2} + \frac{cx}{\tau l} \right) - \frac{P}{\pi} \frac{Q}{\psi} \right] + \Delta v_{r-1} \frac{H_{r-1} s^2}{q l f^2} + \Delta v_{r+1} \frac{H_r s^2}{q l f^2} = \frac{H_{r-1} - H_r}{q} + \frac{T_r}{\tau} \dots (19^a)$$

da  $l$ ,  $s$  und  $f$  für alle Öffnungen die gleichen Werthe besitzen.

Gl. (19) bzw. (19<sup>a</sup>),  $n-1$  mal aufgestellt, ermöglicht die  $n-1$  unbekanntes  $\Delta v$  und sodann mit Hilfe der Gleichungen (7), (17), (18) die GröÙen  $H$ ,  $R$  und  $\mathfrak{M}$  zu bestimmen. Die in den Gl. (19) und (19<sup>a</sup>) enthaltenen Glieder mit dem Beiwert  $z$  sind nur von geringer Bedeutung und können bei Zahlenrechnungen vernachlässigt werden.

Ein Näherungsverfahren, bei welchem jeweils nur zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten auftreten, besteht darin, daß man immer nur drei Oeffnungen, eine belastete und die zwei benachbarten, unbelasteten in Betracht zieht und die Ausbiegungen der zwei äußeren Pfeiler, etwas zu günstig, gleich Null annimmt. Die Ausbiegungen der zwei inneren, an die belastete Oeffnung anstossenden Pfeiler sind i. a. verschieden groß, gleich  $\Delta v'$  und  $\Delta v''$ , und verschiedenen Vorzeichens. Bei gleichartigen Verhältnissen verlangt die Symmetrie, daß  $\Delta v' = -\Delta v''$ ; man kommt dann mit einer einzigen Gleichung (19<sup>a</sup>) zur Bestimmung der einzigen Unbekannten  $\Delta v$  aus.

Die gemachte Annahme ist bei dem in Abb. 8 (S. 324) dargestellten Falle vollständig erfüllt. Es handelt sich hier um drei gleichartige Oeffnungen mit starren Endpfeilern, deren mittlere durch die Verkehrslast belastet ist.

Wendet man die Grundgleichung (19<sup>a</sup>) auf Pfeiler 3 an, so ist zu setzen

$$r=3, \Delta v_r = \Delta v, \Delta v_{r-1} = -\Delta v, \Delta v_{r+1} = 0, \\ H_{r-1} = H_2 = eH + vH = \frac{(g+p)l^2}{8f}, H_r = H_3 = eH = \frac{gl^2}{8f}; \\ T_r = -vC \cdot c = -\frac{pl}{2}c; P = P_0 + 2eC + vC = P_0 + gl + \frac{pl}{2}.$$

Die Gleichung geht sodann über in

$$\Delta v \left[ 1 - \frac{(3eH + 2vH)s^2}{qlf^2} - \frac{(2eH + vH)cx}{\tau l} \right. \\ \left. - \frac{P_0 + 2eC + vC}{\pi} - \frac{Q}{\psi} \right] = \frac{vC \cdot c}{\tau} - \frac{vC \cdot c}{\tau} \quad (20) \\ \text{oder } \Delta v = \left( \frac{vH}{\tau} - \frac{vC \cdot c}{\tau} \right) \frac{1}{1-Z} \\ \text{wo } Z = \frac{(3eH + 2vH)s^2}{qlf^2} + \frac{(2eH + vH)cx}{\tau l} \\ + \frac{P_0 + 2eC + vC}{\pi} + \frac{Q}{\psi} \quad (21)$$

Aus dem Vergleich der Formel (20) mit der früher unter a) entwickelten Formel (2) geht hervor, daß die Ausbiegung bei schärferer Rechnung sich  $\frac{1}{1-Z}$  mal größer ergibt als dort angegeben.

Den Werth von  $R$  erhält man mit Hilfe der Gl. (17) zu

$$R = vH + (3eH + 2vH) \frac{s^2}{lf^2} \left( \frac{vH}{\tau} - \frac{vC \cdot c}{\tau} \right) \frac{1}{1-Z} \\ = vH \left[ 1 - \frac{(2eH + vH)cx}{\tau l} - \frac{(P_0 + 2eC + vC)}{\pi} - \frac{Q}{\psi} \right] - \frac{vC \cdot c}{\tau} (3eH + 2vH) \frac{s^2}{lf^2} \quad (22)$$

Dieser Werth ist größer als der für starre Pfeiler gültige  $R = vH$ .

$R$  wird unendlich, d. h. ein Ausknicken der Pfeiler tritt ein für  $Z=1$ . Vernachlässigt man die minder wichtigen Glieder, so heißt das

$$\frac{(3eH + 2vH)s^2}{qlf^2} + \frac{P_0 + 2eC + vC}{\pi} + \frac{Q}{\psi} = 1.$$

Der Grenzzustand des Gleichgewichts tritt ein, wenn schon für  $vH=0$  die Größe  $Z=1$  wird, also für

$$\frac{3eHs^2}{qlf^2} + \frac{2eC}{\pi} + \frac{P_0}{\pi} + \frac{Q}{\psi} = 1 \quad (23)$$

Aus dieser Formel lassen sich verschiedene Sonderformeln ableiten.

Für  $eH = eC = Q = 0$ , d. h. für einen Pfeiler, der nur durch eine an seiner Krone angreifende lothrechte Last  $P_0$  belastet ist, wird  $\frac{P_0}{\pi} = 1$  oder  $P_0 = \pi$ , wo  $\pi$  den in Gl. (13<sup>a</sup>) oder (13<sup>b</sup>) angegebenen Werth besitzt.

Für unpreßbaren Boden wird  $P_0 = \pi = \frac{2,4 \mathfrak{G} \mathfrak{J}}{h^2}$ , was fast vollständig mit der entsprechenden Eulerschen Formel

$$P_0 = \frac{2,467 \mathfrak{G} \mathfrak{J}}{h^2}$$

übereinstimmt. Die geringe Verschiedenheit rührt davon her, daß als elastische Linie näherungsweise eine Parabel statt der wirklichen Cosinuslinie eingeführt wurde.

Setzt man nach Gl. (13<sup>a</sup>)  $\frac{1}{\pi} = \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0}$ , was einen starren Pfeiler bei preßbarem Untergrund voraussetzt, so erhält man

als Knickbelastung  $P_0 = \pi = \frac{\eta \mathfrak{J}_0}{h}$ . Wirkt auf den Pfeiler nur sein eigenes Gewicht  $Q$ , so ist die Bedingung für das Ausknicken  $\frac{Q}{\psi} = 1$  oder  $Q = \psi$ .

Für unpreßbaren Boden wird dann das Knickgewicht  $Q = \frac{60 \mathfrak{G} \mathfrak{J}}{7h}$ , für starre Pfeiler und preßbaren Untergrund  $Q = \frac{2 \eta \mathfrak{J}_0}{h}$ .

Der letztere Fall ist im Grundsatz der gleiche, wie der beim Kentern eines Schiffes wegen zu hoher Schwerpunktslage eintretende, wenn auch dort wegen der besonderen Schiffsform und des seitlichen Wasserdruckes die betreffende Formel eine etwas andere Gestalt erhält.

Für  $P_0 = 0$  und  $Q = 0$  erhält man als Bedingung für die Knickwirkung der Bogenkräfte  $eH$  und  $eC$  für sich allein

$$\frac{3eHs^2}{qlf^2} + \frac{2eC}{\pi};$$

nach Einsetzen der Werthe von  $eH$  und  $eC$  ergibt sich das entsprechende Eigengewicht der Oeffnung zu

$$gl = 1: \left( \frac{3s^2}{8qf^3} + \frac{1}{\pi} \right) = \frac{8f^3 q \pi}{3s^2 \pi + 8qf^2}.$$

Für unpreßbaren Boden ist

$$q = \frac{3 \mathfrak{G} \mathfrak{J}}{h^3}, \pi = \frac{12 \mathfrak{G} \mathfrak{J}}{5h^2},$$

somit

$$gl = \frac{\mathfrak{G} \mathfrak{J}}{h^2} : \left( \frac{h s^2}{8f^3} + \frac{5}{12} \right).$$

Wenn das Eigengewicht wie bei einem Balkenträger nur lothrecht drückend, nicht aber wagerecht schiebend auf den Pfeiler einwirkte, so wäre nach dem Früheren das knickende Gewicht  $gl = \frac{2,4 \mathfrak{G} \mathfrak{J}}{h^2} = \frac{\mathfrak{G} \mathfrak{J}}{h^2} : \frac{5}{12}$ , also

$$\left( \frac{h s^2}{8f^3} + \frac{5}{12} \right) : \frac{5}{12} \text{ oder } \left( \frac{0,3 h s^2}{f^3} + 1 \right) \text{ mal größer.}$$

Infolge der Bogenwirkung übt demnach das Eigengewicht einen  $\left( \frac{0,3 h s^2}{f^3} + 1 \right)$  mal ungünstigeren Einfluß bezüglich des Ausknickens aus.

Kehren wir nun wieder zu der Gl. (22) zurück und untersuchen, in welcher Weise die wagerecht auf den Pfeiler-

kopf wirkende Kraft  $R$  von den einzelnen Factoren abhängt. Scheidet man zu diesem Zwecke, um durchsichtige Formeln zu erhalten, die weniger wichtigen Factoren aus, so erhält man

$$R = vH : \left[ 1 - \frac{(3eH + 2vH)s^2}{qlf^2} \right] = vH \frac{1}{1-Z} \quad (24) \\ = vH : \left[ 1 - \frac{(1,5g + p)ls^2 h^3}{\mathfrak{G} f^3 b^3} \right]$$

wenn man unpreßbaren Untergrund voraussetzt und unter  $g$  und  $p$  die Brückenbelastungen auf die Längeneinheit des Pfeilers bezogen versteht.

Es ist hieraus ersichtlich, daß der Beiwert  $\frac{1}{1-Z}$ ,

welcher anzeigt, wieviel mal die Schubkraft  $R$  bei elastischen Pfeilern größer ist als bei starren, zunimmt mit den Belastungen und zwar hauptsächlich mit der Eigenlast  $g$ , mit der Schlankheit des Pfeilers in der dritten Potenz  $\left(\frac{h}{b}\right)^3$ ,

und annähernd mit der dritten Potenz der Bogenflachheit  $\left(\frac{l}{f}\right)^3$ , insofern näherungsweise  $s = \frac{l}{2}$  gesetzt werden kann.

Die Spannweite  $l$  ist bei gleichbleibender Eigenlast  $g$  und Pfeilerbreite  $b$  ohne Einfluß auf den Beiwert. Da nun in Wirklichkeit, mit wachsender Spannweite,  $g$  und  $b$  wachsen, deren Einfluß aber entgegengesetzter Art ist, so hängt es von den besonderen Verhältnissen ab, welcher Einfluß überwiegt. In der Regel wird das Wachstum der Pfeilerbreite den Ausschlag geben und den Werth von  $\frac{1}{1-Z}$  herabmindern, sodafs hiernach große Spannweiten unter sonst gleichen Verhältnissen (gleiches  $\frac{l}{f}$  und  $h$ ) günstiger sind als kleine.

Zahlenbeispiel 2 (drei Steinbögen von 10 m Stützweite).

Behält man die im Beispiel (1) angegebenen Grundwerthe bei und setzt ferner  $P_0 = 10000$  kg auf 1 m Breite,  $Q = 88000$  kg auf 1 m Breite,  $vC = 2000$  kg,  $vH = 2000$  kg,  $eC = \frac{gl}{2} = 12000$  kg,  $eH = \frac{gl^2}{8f} = 12000$  kg,  $s^2 = \frac{l^2}{4} + f^2 = 31,25$  m<sup>2</sup>, so erhält man mit  $\mathfrak{G} = 60000$  kg/qcm und

$\eta = 5$	20	$\infty$
$q = 270$	830	2700 kg/cm
$\tau = 510000$	1440000	3600000 kg
$\pi = 540000$	1660000	4300000 „
$\psi = 1100000$	3600000	7700000 „

für  $\eta = \infty$  wird  $R = 2000 + 150 = 2150$  kg = 1,075 · 2000 = 1,075  $vH$ ,

$M_0 = Rh - vC \cdot c$ , mit Vernachlässigung kleinerer Größen höherer Ordnung, = 4100000 kg/cm.

Die Spannungen der beiden äußersten Punkte der Grundfläche ergeben sich zu

$$\sigma_1 = \frac{P_0 + 2eC + vC}{\mathfrak{J}_0} + \frac{M_0}{\mathfrak{W}_0} = 4,1 + 2,6 = 6,7 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_2 = 4,1 - 2,6 = 1,5 \text{ kg/qcm,}$$

gegen 6,5 und 1,7 kg/qcm bei starren Pfeilern; für  $\eta = 20$  wird  $R = 2000 + 640 = 2640 = 1,32 \cdot 2000 = 1,32 vH$ ,  $M_0 = 5080000$  kg/cm,

$$\sigma_1 = 4,1 + 3,2 = 7,3 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_2 = 4,1 - 3,2 = 0,9 \text{ kg/qcm;}$$

für  $\eta = 5$  wird  $R = 2000 + 13000 = 15000 = 7,5 \cdot 2000 = 7,5 vH$ ,

$$M_0 = 29800000 \text{ kg/cm,}$$

$$\sigma_1 = 4,1 + 18,6 = 22,7 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_2 = 4,1 - 18,6 = -14,5 \text{ kg/qcm.}$$

Die letzten Ergebnisse sind nur gedachte; sie würden nur eintreten, wenn an der Grundfläche Zugspannungen auftreten könnten. In Wirklichkeit hebt sich ein Theil des Pfeilers vom Boden ab, die Druckvertheilung an der Sohle und dementsprechend die Formänderungen werden noch ungünstiger, die Schubkraft  $R$  erhält einen noch größeren Werth als 15000 kg.

Bei einem Pfeilverhältniß des Bogens = 0,15, statt wie bisher angenommen = 0,25, ergibt sich, mit  $\mathfrak{G} = 60000$  und  $\eta = \infty$ :

$$eH = 20000 \text{ kg, } vH = 3300 \text{ kg, } s^2 = 27,5,$$

$$R = 3300 + 1170 = 4470 = 1,35 \cdot 3300 = 1,35 vH,$$

$$M_0 = 8740000 \text{ kg/cm,}$$

$$\sigma_1 = 4,1 + 5,5 = 9,6 \text{ kg/qcm, } \sigma_2 = 4,1 - 5,5 = -1,4 \text{ kg/qcm,}$$

d. h. der Pfeiler hebt sich an der inneren Seite vom Boden ab.

Bei starren Pfeilern, wo  $R = vH = 3300$  kg, hätte man erhalten:

$$M_0 = 6400000 \text{ kg/cm, } \sigma_1 = 4,1 + 4 = 8,1 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_2 = 4,1 - 4 = 0,1 \text{ kg/qcm.}$$

Unter Berücksichtigung der tatsächlich vorhandenen Nachgiebigkeit wird somit der Kräfteplan wesentlich ungünstiger. Die Pressung  $\sigma_2$  wird negativ, der Pfeiler erweist sich als zu schwach.

Die Beanspruchungen des Bogens werden durch die Nachgiebigkeit der Pfeiler weit weniger erhöht als die der Pfeiler. Sie wachsen annähernd im Verhältniß  $\mathfrak{J} : H$ , d. h. sie werden etwa

$$1 + \frac{\Delta v'' - \Delta v'}{l} \cdot \frac{s^2}{f^2} \text{ bzw. } 1 + \frac{2 \Delta v}{l} \cdot \frac{s^2}{f^2} \text{ mal größer.}$$

Beispielsweise beträgt die Vergrößerungsziffer  $w$  für  $\mathfrak{G} = 60000$ ,  $f = 2,5$  m und

$$\eta = \infty, w = 1,0075,$$

$$\eta = 20, w = 1,032,$$

$$\eta = 5, w = 1,648.$$

In den beiden ersten Fällen ist sie ohne praktische Bedeutung; im letzteren Falle, der in der Anwendung kaum vorkommen dürfte, beträgt das Wachstum immerhin nur 65 v. H. gegenüber einem Wachstum der Pfeilerschubkraft  $R$  auf das 7,5 fache, also um 650 v. H.

Das vorstehende Zahlenbeispiel zeigt, daß bei hohen, schlanken Pfeilern die gewöhnlich vernachlässigten Ausbiegungen von wesentlichem Einfluß auf das Kräftespiel sein können, und daß insbesondere bei kleinen Pfeilverhältnissen und preßbarem Boden große Mehrbeanspruchungen der Pfeiler auftreten.

## II. Bogen mit zwei Kämpfergelenken.

a) Die Aenderungen  $\Delta l$  und  $\Delta f$  von Spannweite und Pfeilhöhe werden vernachlässigt.

Wenn eine der Oeffnungen durch die Verkehrslast belastet wird, so biegen sich sämtliche Pfeiler nach außen, die belastete Oeffnung vergrößert sich, während alle übrigen unbelasteten zusammengedrückt werden. Infolge hiervon nimmt der Bogenschub der belasteten Oeffnung, deren Wider-

lager ausweichen, entsprechend ab, der der unbelasteten Oeffnungen jedoch zu, da sie der Zusammendrückung Widerstand entgegensetzen. Die auf die Köpfe der an die belastete Oeffnung anstossenden Pfeiler wirkenden Schubkräfte fallen demgemäss geringer aus als bei starren Pfeilern, d. h. geringer als der der Verkehrslast entsprechende Bogenschub  $vH$ . Die Pfeiler werden infolge ihrer Nachgiebigkeit schwächer beansprucht, sie werden entlastet, im Gegensatz zu dem unter Ib betrachteten Verhalten bei Dreigelenkbögen. Mit dieser Entlastung der Pfeiler zeigt sich aber gleichzeitig eine namhafte Mehrbeanspruchung der Bögen; entsprechend der Minderung des Bogenschubs wird nicht mehr die ganze Last durch die „Bogenwirkung“ auf die Pfeiler übertragen; ein Theil der Last mufs nunmehr, wie bei einem Balkenträger, durch reine Biegungsspannungen übertragen werden („Balkenwirkung“).

Führt man die  $n+1$  Ausbiegungen  $\Delta v$  der Pfeilerköpfe als Unbekannte ein, bzw.  $n-1$  bei starren Endpfeilern, so lassen sich bei beliebiger Belastung der einzelnen Oeffnungen sowohl die Pfeilergegenkräfte  $R$  als auch die Aenderungen der Bogenschübe  $\Delta H$  als Functionen derselben ausdrücken. Zu ihrer Bestimmung dienen die  $n+1$  bzw.  $n-1$  Gleichungen für das Gleichgewicht der an den Pfeilerköpfen wirkenden Kräfte.

Die Pfeilerausbiegung ist nach dem Früheren (Gl. 1 bzw. 2)

$$\Delta v = \frac{R}{\rho} + \frac{T}{\tau}$$

wo  $\rho$  und  $\tau$  die in Gl. (11) und (12) angegebene Bedeutung haben,  $T$  das Drehmoment der lothrechten Lagerdrücke (sich Abb. 1) bezeichnet,

$$T = C'e' - C''e'' \dots \dots \dots (25)$$

Hieraus folgt  $R = \rho \Delta v - \frac{T \cdot \rho}{\tau} \dots \dots \dots (26)$

Die Aenderung des Bogenschubs infolge einer Spannweitenvergrößerung  $\Delta l$  kann gesetzt werden

$$\Delta H = \alpha \Delta l \dots \dots \dots (27)$$

wo  $\alpha$  den Bogenschub bezeichnet, der einer Vergrößerung  $\Delta l = 1$  entspricht. Die Gröfse des geänderten Bogenschubs ist dann

$$\Delta H = H + \Delta H = H + \alpha \Delta l \dots \dots \dots (28)$$

Die Werthe von  $\alpha$  sind aus der Theorie der Bogenträger bekannt. Für einen Vollbogen ist

$$\alpha = -E \cdot \left[ \frac{l \cos q'}{F} + \int_0^l \frac{y^2 ds}{J} \right] \dots \dots \dots (29)$$

angenähert  $\alpha = -E \cdot \int_0^l \frac{y^2 ds}{J} \dots \dots \dots$   
 wo  $q'$  = Winkel der Bogentangente am Kämpfer mit der Wagerechten.  
 $F$  = mittlerer Bogenquerschnitt.  
 $E$  = Elasticitätsziffer des Bogens.  
 $J$  = Trägheitsmoment des Bogenquerschnittes für die Abscisse  $x$ .  
 $y$  = Ordinate der Bogenmittellinie für die Abscisse  $x$ .  
 $ds$  = Element der Bogenmittellinie.

Für einen flachen Parabelbogen wird

$$\alpha = -\frac{15 E J}{8 f^2 l \left( 1 + \frac{15}{8} \frac{i^2}{f^2} \right)} \dots \dots \dots (29^a)$$

$$\text{angenähert} = -\frac{15 E J}{8 f^2 l} \dots \dots \dots$$

wo  $J$  = Trägheitsmoment im Bogenscheitel,  
 $i^2 = J : F$  = Quadrat des Trägheitshalbmessers im Scheitel.

Für einen Fachwerkbogen ist

$$\alpha = -E \cdot \Sigma \frac{y^2 s}{F m^2} \dots \dots \dots (29^b)$$

wo  $s$  = Länge eines Fachwerkstabes,  
 $F$  = Querschnitt eines Fachwerkstabes,  
 $y$  = Ordinate seines Gegenpunktes,  
 $m$  = Länge der Normalen vom Gegenpunkt auf den Stab.

Da nach Gl. (5)  $\Delta l = \Delta v'' - \Delta' v'$ , so geht Gl. (28) über in

$$\Delta H = H + \alpha (\Delta v'' - \Delta' v') \dots \dots \dots (28^a)$$

Das Gleichgewicht am  $r$ . Pfeiler erfordert

$$R_r = \mathfrak{S}_{r-1} - \mathfrak{S}_r,$$

$$\text{d. h. } \rho_r \Delta v_r - \frac{T_r \rho_r}{\tau_r} = H_{r-1} + \alpha_{r-1} (\Delta v_r - \Delta v_{r-1}) - H_r - \alpha_r (\Delta v_{r+1} - \Delta v_r),$$

woraus

$$\left. \begin{aligned} \Delta v_r (\rho_r - \alpha_{r-1} - \alpha_r) + \Delta v_{r-1} \cdot \alpha_{r-1} + \Delta v_{r+1} \cdot \alpha_r \\ = H_{r-1} - H_r + \frac{T_r \rho_r}{\tau_r} \end{aligned} \right\} (30)$$

Dies ist die gesuchte Grundgleichung, die ebenso oft mal aufgestellt werden kann, als wie unbekannt  $\Delta v$  vorhanden sind.

Für gleichartige Verhältnisse werden alle  $\rho$ ,  $\tau$ ,  $\alpha$  einander gleich; Gl. (29) vereinfacht sich dann zu

$$\left. \begin{aligned} \Delta v_r (\rho - 2\alpha) + \Delta v_{r+1} \cdot \alpha + \Delta v_{r-1} \cdot \alpha = H_{r-1} \\ - H_r + \frac{T_r \rho}{\tau} \end{aligned} \right\} (30^a)$$

Auch hier läfst sich, ähnlich wie unter Ib angegeben, ein Näherungsverfahren zur Bestimmung der Gröfse  $\Delta v$  anwenden. Man betrachtet immer nur drei Oeffnungen, von denen die mittlere belastet, die beiden äufseren unbelastet sind, und setzt die Ausbiegungen der beiden äufseren Pfeiler gleich  $\frac{m'-1}{m'} \cdot \Delta v'$  und  $\frac{m''-1}{m''} \cdot \Delta v''$ , wo  $m'$  und  $m''$  die Anzahl der links und rechts der betrachteten belasteten Oeffnung liegenden Oeffnungen,  $\Delta v'$  und  $\Delta v''$  die Ausbiegungen der zwei an die belastete Oeffnung anstossenden Pfeiler bezeichnen.

Dies Verfahren ergibt etwas zu grofse Werthe für  $\Delta v'$  und  $\Delta v''$ . Etwas zu kleine Werthe erhält man, wenn man wie unter Ib die Ausbiegungen der äufseren zwei Pfeiler gleich Null setzt.

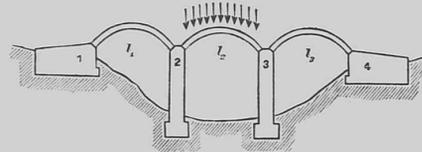


Abb. 8.

Im folgenden soll nun noch Gl. (30<sup>a</sup>) auf den in Abb. 8 dargestellten Fall einer Brücke mit drei gleichartigen Oeffnungen angewandt werden. Man hat

$$\Delta v_r = \Delta v, \Delta v_{r-1} = -\Delta v, \Delta v_{r+1} = 0,$$

$$H_{r-1} = H_2 = eH + vH = (g+p) \frac{l^2}{8fm},$$

$H_r = H_3 = eH = \frac{gl^2}{8fm}$ , wo  $m = 1 + \frac{15 i^2}{8 f^2}$  für flache Parabelbögen,  
 $T_r = T_3 = -vC \cdot c = -\frac{pl}{2} \cdot c$ .

Gl. (30) geht über in

$$\left. \begin{aligned} \Delta v (\rho - 3\alpha) = vH - vC \cdot c \cdot \frac{\rho}{\tau} \\ \Delta v = (vH - vCc) : (\rho - 3\alpha) \end{aligned} \right\} \dots \dots (31)$$

Ferner ist

$$\left. \begin{aligned} \Delta H_2 = 2\alpha \Delta v, \mathfrak{S}_2 = eH + vH + 2\alpha \Delta v \\ \Delta H_3 = -\alpha \Delta v, \mathfrak{S}_3 = eH - \alpha \Delta v \end{aligned} \right\} (32)$$

$$R = \mathfrak{S}_2 - \mathfrak{S}_3 = vH + 3\alpha \Delta v = vH + \frac{3\alpha}{\rho - 3\alpha} \left( vH - vC \cdot c \cdot \frac{\rho}{\tau} \right) = \frac{vH \rho}{\rho - 3\alpha} - \frac{vC \cdot c \cdot \rho}{\tau} \frac{3\alpha}{\rho - 3\alpha} \dots \dots (33)$$

Gl. (31) zeigt, dafs die Pfeilerausbiegung im Verhältnifs

$\frac{\rho}{\rho - 3\alpha}$  kleiner ausfällt als bei starren Pfeilern. Die Pfeiler-schubkraft  $R$  ist um  $-3\alpha \Delta v$  kleiner als die bei starren Pfeilern auftretende Kraft  $vH$ , wobei zu beachten ist, dafs  $\alpha$  eine negative Gröfse ist.

Die Minderung des Bogenschubs in der Mittelöffnung ist nach Gl. (32)

$$\left. \begin{aligned} \Delta H_2 = 2\alpha \Delta v = \frac{2\alpha}{\rho - 3\alpha} \left( vH - \frac{vC \cdot c \cdot \rho}{\tau} \right), \\ \text{angenähert} = \frac{2\alpha}{\rho - 3\alpha} \cdot vH \end{aligned} \right\} (34)$$

Hierdurch ändert sich die obere Randspannung  $\sigma_1$  eines Querschnittes  $x$  des Bogens um

$$v_1 = -\frac{\Delta H \cdot \mathfrak{D}_1}{W_x}, \text{ die untere } \sigma_2 \text{ um } v_2 = +\frac{\Delta H \cdot \mathfrak{D}_2}{W_x} \dots \dots (35)$$

wo  $\mathfrak{D}_1$  und  $\mathfrak{D}_2$  die Ordinaten der entsprechenden Kernpunkte bezeichnen und das Zeichen + eine Druckspannung bedeutet.

Die Gesamttrandspannungen sind

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 + v_1 \text{ und } \bar{\sigma}_2 = \sigma_2 + v_2 \dots \dots (36)$$

Um die Abhängigkeit der Gröfsen  $\Delta H$  und  $\sigma$  von den Grundmafsen des Pfeilers klar überschauen zu können, setzen wir die Werthe von  $\alpha$  für einen Vollbogen und von  $\rho$  für eine Bodenziffer  $\eta = \infty$  in die angenäherte Gl. (34) ein.

Es ergibt sich

$$\Delta H = vH : \left[ 1,5 + 0,8 \frac{\mathfrak{S} \mathfrak{J}}{E J} \cdot \frac{f^2 l}{h^3} \right] \dots \dots (37)$$

$\Delta H$  nimmt hiernach mit wachsender Starrheit des Bogens  $EJ$  und wachsender Pfeilerhöhe  $h$  zu, dagegen mit wachsender Starrheit des Pfeilers, wachsender Spannweite  $l$  und Pfeilerhöhe  $f$  ab. Wenn bei wachsender Spannweite das Pfeilverhältnifs  $f:l$  das gleiche bleibt und das Trägheitsmoment  $J$  des Bogens mit der dritten Potenz von  $l$  zunimmt, so bleibt  $\Delta H$  ungeändert.

Die Nebenspannung  $v$  ergibt sich nach Gl. (35) allgemein zu

$$v = \pm \frac{\Delta H \mathfrak{D}}{W_x},$$

und nach Einsetzen der Werthe von  $\Delta H$  und  $W_x = \frac{J_x}{e_x}$

$$v = \pm \frac{vH \mathfrak{D}}{1,5 + 0,8 \frac{\mathfrak{S} \mathfrak{J}}{E J} \cdot \frac{f^2 l}{h^3}} \cdot \frac{e_x}{J_x} \dots \dots (38)$$

Läfst man die Bogenstärke in allen Querschnitten gleichmäfsig wachsen, so bleibt für jeden Querschnitt das Verhältnifs  $J_x : J$  ( $J$  = mittleres Trägheitsmoment) unveränderlich,  $v$  nimmt daher ab, falls alle anderen Gröfsen gleich bleiben.

Setzt man einen Steinbogen von gleicher Wölbstärke  $d$  voraus, so ist  $J = J_x = \frac{d^3}{12}$ ,  $e_x = \frac{d}{2}$ ; ferner sei  $\mathfrak{S} = E$  und  $\mathfrak{J} = \frac{b^3}{12}$ . Man erhält dann

$$v = \pm \frac{vH \cdot \mathfrak{D} \cdot 6}{\left( 1,5 + 0,8 \frac{b^3 f^2 l}{d^3 h^3} \right) d^2} = \pm \frac{vH \cdot \mathfrak{D} \cdot 6}{1,5 d^2 + 0,8 \frac{b^3 f^2 l}{d h^3}} \dots \dots (39)$$

Solange  $d$  kleiner ist als  $\frac{lb}{h} \sqrt{\frac{0,8}{3} \frac{f^2}{l^2}}$ , nimmt dieser

Werth von  $v$  mit wachsender Bogenstärke  $d$  zu bis zu einem bestimmten Höchstwerth. Bei weiterem Wachstum von  $d$  nimmt  $v$  sodann ständig ab.

Der Einfluss von Stirnmauern auf die Formänderungen und Spannungen des Bauwerkes läfst sich dadurch berücksichtigen, dafs man deren Querschnitt bei der Bestimmung von  $J$  und  $W$  nach Schätzung ganz oder theilweise in Rechnung stellt.

Ist der Gewölbbogen durch Längsmäuerchen mit Längsgewölbchen in den Zwickeln versteift (Querschnitt in Abb. 9),



Abb. 9.

so ist der gesamte Querschnitt des Mauerwerkes bei der Bestimmung von  $J$  zu berücksichtigen und der starken Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes wegen die Gl. (29) zur Ermittlung des Beiwertes  $\alpha$  zu benutzen. In Gl. (38) ist nun das Verhältnifs  $J_x$  zum mittleren Trägheitsmoment  $J$  stark veränderlich; am kleinsten im Bogenscheitel. Hier wird i. a. die Nebenspannung  $v$  durch die Ausführung der genannten Versteifungen erhöht, während sie sich allerdings in den Bogenzwickeln erniedrigt. Versteifungen können daher nicht in allen Fällen als Verstärkungen eines Bauwerkes bezeichnet werden.

Das Steifigkeitsverhältnifs  $\mathfrak{S} \mathfrak{J} : EJ$  von Pfeiler und Bogen ist unter sonst gleichen Umständen bei Eisen in der Regel gröfser als bei Steinbogen, d. h. eiserne Bögen sind biegsamer als steinerne. Demgemäss fällt die Aenderung des Bogenschubs nach Gleichung (37) bei eisernen Bögen kleiner aus als bei Gewölbten.

Die Grundgleichungen (30) und (30<sup>a</sup>) können auch auf den Fall, wo es sich nur um eine einzige Oeffnung mit elastischen Endpfeilern handelt, angewandt werden. Man hat dann für den linksseitigen Endpfeiler

$$\rho_1 \Delta v_1 - \frac{T_1 \rho_1}{\tau_1} = -H - \alpha (\Delta v_2 - \Delta v_1),$$

woraus  $\Delta v_1 (\rho_1 - \alpha) + \Delta v_2 \cdot \alpha = -H + \frac{T_1 \rho_1}{\tau_1}$

und für den rechtseitigen

$$\rho_2 \Delta v_2 - \frac{T_2 \rho_2}{\tau_2} = H + \alpha (\Delta v_2 - \Delta v_1),$$

woraus  $\Delta v_2 (\rho_2 - \alpha) + \Delta v_1 \cdot \alpha = H + \frac{T_2 \rho_2}{\tau_2}$

Für gleichartige Endpfeiler gehen diese Gleichungen über in

$$\Delta v_1 (\rho - \alpha) + \Delta v_2 \cdot \alpha = -H + \frac{T_1 \rho}{\tau}$$

und  $\Delta v_2 (\rho - \alpha) + \Delta v_1 \cdot \alpha = H + \frac{T_2 \rho}{\tau}$

und  $\Delta v_2 (\rho - \alpha) + \Delta v_1 \cdot \alpha = H + \frac{T_2 \rho}{\tau}$

Bei symmetrischer Belastung, wo  $T_2 = -T_1$ , folgt hieraus das selbstverständliche Ergebnis

$$\Delta v_2 = -\Delta v_1 = \left( H + \frac{T_2 \varrho}{r} \right) : (\varrho - 2\alpha) \quad (42)$$

Ferner ist hierfür

$$\Delta H = 2\alpha \Delta v_1 = \left( H + \frac{T_2 \varrho}{r} \right) \frac{2\alpha}{\varrho - 2\alpha} \quad (43)$$

Für Wärmeänderungen lassen sich die hierbei eintretenden Verhältnisse ebenfalls mit Hilfe der Grundgleichungen (30) und (30<sup>a</sup>) beurtheilen. Als Größen  $H$  sind dann diejenigen Bogenschübe einzusetzen, welche sich bei starren Pfeilern bei den gleichen Wärmeänderungen einstellen würden. Sind die Endpfeiler starr und die einzelnen Öffnungen gleichartig, so erhält man das selbstverständliche Ergebnis, daß bei gleichmäßiger Wärmeänderung alle  $\Delta v$  gleich Null werden, daß es hier also keinen Unterschied macht, ob die Zwischenpfeiler starr oder elastisch sind.

Zahlenbeispiel 3 (drei Steinbögen von 10 m Stützweite).

Es werden die in den früheren Beispielen angegebenen Grundwerthe beibehalten und die Wölbstärke des Bogens in der Mitte zu 60 cm angenommen.

Es ergibt sich sodann:  $J = 1800000 \text{ cm}^4$  auf 1 m Breite,  $F = 6000 \text{ qcm}$ ,  $f = 250 \text{ cm}$ ,  $i^2 = J : F = 300 \text{ cm}^2$ ,  $E = 100000 \text{ kg/qcm}$ ,  $\mathfrak{C} = 60000 \text{ kg/qcm}$ .

$$\alpha = \frac{15 EJ}{8f^2 l \left( 1 + \frac{15 i^2}{8f^2} \right)} = 5350.$$

Für  $\eta = 20$  ist nach dem Früheren  $\varrho = 830$ ,  $\tau = 1440000$ .

somit  $R = rH + \frac{3\alpha}{\varrho - 3\alpha} \left( rH - rC \cdot c \cdot \frac{\varrho}{r} \right) = 2000 - 1800 = 200 \text{ kg} = 0,1 \cdot 2000 = 0,1 \cdot rH$ .

$$H = \frac{2\alpha}{\varrho - 3\alpha} \left( rH - rC \cdot c \cdot \frac{\varrho}{r} \right) = -1200 \text{ kg} = -0,6 \cdot 2000 = -0,6 rH.$$

Für  $\eta = \infty$  ist  $\varrho = 2700$ ,  $\tau = 3600000$ .

$$R = 2000 - 1580 = 420 \text{ kg} = 0,21 \cdot 2000 = 0,21 rH.$$

$$H = -1050 = -0,525 \cdot 2000 = -0,525 rH.$$

Infolge ihrer Nachgiebigkeit werden die Pfeiler hiernach zum wesentlich elastischer, auf 0,1 bzw. 0,21 des Betrages bei starren Pfeilern. Andererseits tritt eine starke Mehrbeanspruchung des Bogens ein, indem 0,6 bzw. 0,525  $rH$  durch Balkenwirkung statt durch Bogenwirkung übertragen werden müssen.

Im Bogenscheitel entsteht mit  $\Delta H = 0,6 rH = -1200 \text{ kg}$  eine Nebenspannung der oberen Faser von

$$\tau_1 = \frac{1200 \cdot 240}{W} = \frac{1200 \cdot 240}{60000} = 4,8 \text{ kg/qcm},$$

in der unteren Faser von

$$\tau_2 = \frac{1200 \cdot 260}{60000} = 5,2 \text{ kg/qcm}.$$

Bei starren Pfeilern wären die entsprechenden Spannungen

$$\sigma_1 = \frac{rH + rH}{F} + \frac{M}{W} = \frac{13874}{6000} + \frac{31500}{60000} = 2,33 + 0,53 = 2,86 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_2 = 2,33 - 0,53 = 1,8 \text{ kg/qcm}.$$

Die rechnungsmäßigen Gesamtspannungen sind somit

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 + \tau_1 = 2,86 + 4,8 = 7,66 \text{ kg/qcm},$$

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_2 + \tau_2 = 1,8 - 5,2 = -3,4 \text{ kg/qcm}.$$

Legt man der Rechnung statt Vollbelastung die für starre Pfeiler ungünstigste Laststellung zu Grunde, bei welcher etwa das mittlere Drittel der Brücke von der Last bedeckt wird, so erhält man zwar größere Hauptspannungen  $\sigma$ , aber weit kleinere Nebenspannungen  $\tau$  und somit kleinere Gesamtspannungen  $\bar{\sigma}$ . Die betreffenden Zahlenwerthe sind:

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 + \tau_1 = 3,17 + 2,3 = 5,47 \text{ kg/qcm},$$

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_2 + \tau_2 = 1,11 - 2,5 = -1,39 \text{ kg/qcm}.$$

Nach vorstehenden Rechnungsergebnissen treten infolge der Nachgiebigkeit der Pfeiler Zugspannungen in den unteren Punkten der Scheitelfuge auf.

Noch ungünstiger wird der Spannungszustand des Bogens bei großer Kälte. Wenn sich der Wärmezustand sämtlicher Bogenheile um  $t$  Grad gegenüber der Herstellungswärme erniedrigt, so ändert sich der Bogenschub um

$$H_t = -\frac{15 EJ \omega t}{8 f^2 m}, \text{ wo } \omega = \text{Wärmedehnungsziffer};$$

$$m = 1 + \frac{15 i^2}{8 f^2}, \text{ annähernd } = 1.$$

Mit  $\omega = \frac{1}{80000}$  und  $t = 20^\circ$  erhält man  $H_t = -1350 \text{ kg}$

und die entsprechenden Randspannungen im Scheitelquerschnitt

$$\tau_1 = \frac{H_t \cdot \mathfrak{D}_1}{W} = \frac{1350 \cdot 240}{60000} = 5,4 \text{ kg/qcm},$$

$$\tau_2 = \frac{H_t \cdot \mathfrak{D}_2}{W} = \frac{1350 \cdot 260}{60000} = 5,85 \text{ kg/qcm}.$$

Setzt man vorstehend statt des Zahlenwerthes von  $H_t$

dessen Formelwerth ein, sowie  $W = \frac{J}{e}$ ,  $\mathfrak{D}_1 = f - \frac{i^2}{e} = f - w$

und  $\mathfrak{D}_2 = f + \frac{i^2}{e} = f + w$ , so ergibt sich

$$\tau_1 = \frac{15 E \omega t (f e - i^2)}{8 f^2 m} = \frac{15 E \omega t (f - w) e}{8 f^2 m}$$

$$\text{und } \tau_2 = \frac{15 E \omega t (f e + i^2)}{8 f^2 m} = \frac{15 E \omega t (f + w) e}{8 f^2 m}.$$

Beide Werthe sind unabhängig von der absoluten Größe des Trägheitsmomentes  $J$  und des Querschnittes  $F$ ; sie hängen nur von den linearen Größen  $e$  und  $w$  ab und wachsen annähernd im gleichen Verhältniß wie die Bogenhöhe  $2e$ . Die Wärmespannungen fallen also um so kleiner aus, je niedriger der Bogen ist. Für starre Pfeiler wären die Gesamtspannungen

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 + \tau_1 = 2,86 + 5,4 = 8,26 \text{ kg/qcm},$$

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_2 + \tau_2 = 1,8 - 5,85 = -4,05 \text{ kg/qcm}.$$

Infolge der Nachgiebigkeit der Pfeiler erhöhen sich die rechnungsmäßigen Gesamtspannungen auf

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 + \tau_1 + \nu_1 = 2,86 + 5,4 + 4,8 = 13,06 \text{ kg/qcm},$$

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_2 + \tau_2 + \nu_2 = 1,8 - 5,85 - 5,2 = -9,25 \text{ kg/qcm}.$$

In Wirklichkeit werden die Spannungen infolge der Veränderlichkeit der Elastizitätsziffer  $E$  etwas andere Werthe annehmen als berechnet, und zwar werden insbesondere die Zugspannungen etwas niedriger ausfallen. Bei gewöhnlichem Mauerwerk übersteigt jedoch trotzdem die Spannung  $\bar{\sigma}_2$  die Zugfestigkeit des Mauerwerks; es entsteht ein Riß im unteren Theile der Scheitelfuge.

Für diesen Fall aber sind die aufgestellten Formeln nicht mehr gültig; es tritt ein anderer Spannungs- bzw. Formänderungszustand des Bogens ein, als wie vorausgesetzt. Bezüglich einer näheren Betrachtung dieses Falles wird auf

Abchnitt IV verwiesen. Hier sei nur bemerkt, daß die größte Druckspannung im obersten Punkte der theilweise geöffneten Scheitelfuge in Wirklichkeit über das oben ausgerechnete Maß von 13,06 kg/qcm hinausgeht.

Es werde nun untersucht, in welchem Betrage die Gesamtspannungen durch Vergrößerung der Gewölbstärke von 60 auf 90 cm herabgemindert werden. Für

$$d = 2e = 90 \text{ cm} \text{ wird } F = 9000 \text{ qcm}, J = 6075000 \text{ cm}^4, i^2 = 675 \text{ cm}^2,$$

$$W = 135000 \text{ cm}^3, w = i^2 : e = 15 \text{ cm}, rH = 1960 \text{ kg},$$

$$\alpha = 17900; \Delta H = -1200 \text{ kg} = -0,612 \cdot 1960$$

$$= -0,612 rH,$$

$$\nu_1 = \frac{1200 \cdot 235}{135000} = 2,09 \text{ kg}, \nu_2 = -\frac{1200 \cdot 265}{135000} = -2,35 \text{ kg}.$$

Das Eigengewicht der Brücke erhöht sich infolge der Gewölbverstärkung um rund 400 kg für das Meter. Der entsprechende Bogenschub wird  $eH = 13720 \text{ kg}$ ,  $\sigma_1 = 2,33$ ,  $\sigma_2 = 1,15$ .

Die Wärmespannungen erhöhen sich auf  $\tau_1 = 7,93$  und  $\tau_2 = -8,94 \text{ kg/qcm}$ . Die Gesamtspannungen betragen hiernach

$$\bar{\sigma}_1 = 2,33 + 7,93 + 2,09 = 12,35 \text{ kg/qcm} \text{ und}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 1,15 - 8,94 - 2,35 = -10,14 \text{ kg/qcm}.$$

Sie sind nicht wesentlich anders als die bei einer Gewölbstärke von 60 cm auftretenden; die Verstärkung des Gewölbes um 50 v. H. hat die größte Druckspannung nur von 13,06 auf 12,35 kg erniedrigt und die größte Zugspannung von 9,25 auf 10,14 kg erhöht. Insofern die Zugbeanspruchungen für ein Gewölbe die weitaus gefährlicheren sind, ist im vorliegenden Falle die Verstärkung nachtheilig für das Gewölbe. Es rührt dies davon her, daß die Wärmespannungen mit der Verstärkung des Gewölbes stärker gewachsen sind, als die anderen Spannungen abgenommen haben.

Zahlenbeispiel 4 (drei Eisenbögen von 20 m Stützweite).

Es sei für eine Straßenbrücke  $l = 2000 \text{ cm}$ ,  $f = \frac{1}{8} l = 250 \text{ cm}$ ,  $J = 135000 \text{ cm}^4$ ,  $W = J : e = 135000 : 50 = 2700 \text{ cm}^3$ ,  $p = 400 \text{ kg}$ ,  $g = 1200 \text{ kg}$ ,  $rH = 7500 \text{ kg}$ ,  $rC = 4000 \text{ kg}$ ,  $eH = 22500 \text{ kg}$ ,  $eC = 12000 \text{ kg}$ . Alles auf 1 m Pfeilerbreite bezogen.  $E = 2000000 \text{ kg/qcm}$ . Für die Pfeiler sei  $b_0 = 430 \text{ cm}$ ,  $J_0 = 720000000$ ,  $J = \frac{1}{2} J_0 = 360000000 \text{ cm}^4$ ,  $\mathfrak{C} = 60000 \text{ kg/qcm}$ ,  $h = 2000 \text{ cm}$ . Man erhält  $\alpha = -4000 \text{ kg}$ .

Für  $\eta = 20$  wird  $\varrho = 2500$ ,  $\tau = 4320000$ ,

$$\text{somit } \frac{3\alpha}{\varrho - 3\alpha} = -0,83, \frac{2\alpha}{\varrho - 3\alpha} = -0,55,$$

$$rH - \frac{rC \cdot c \cdot \varrho}{r} = 7150.$$

$$R = 7500 - 0,83 \cdot 7150 = 1566 \text{ kg} = 0,209 \cdot 7500$$

$$= 0,209 rH.$$

$$\Delta H = -0,55 \cdot 7150 = -3930 = -0,524 \cdot 7500$$

$$= -524 rH.$$

Die entsprechenden Randspannungen des Bogenscheitels betragen

$$\nu_1 = \frac{3930 \cdot 200}{2700} = 290 \text{ kg}, \nu_2 = -\frac{3930 \cdot 300}{2700}$$

$$= -437 \text{ kg/qcm}.$$

Bei starren Pfeilern wären die entsprechenden Randspannungen des Bogens

$$\sigma_1 = 730 \text{ kg}, \sigma_2 = 370 \text{ kg}.$$

Die Gesamtspannungen bei elastischen Pfeilern betragen demnach

$$\bar{\sigma}_1 = 730 + 290 = 1020 \text{ kg/qcm},$$

$$\bar{\sigma}_2 = 370 - 437 = -67 \text{ kg/qcm}.$$

Für  $\eta = \infty$  wird  $\varrho = 8100$ ,  $\tau = 10800000$ ,

$$\text{somit } \frac{3\alpha}{\varrho - 3\alpha} = -0,6, \frac{2\alpha}{\varrho - 3\alpha} = -0,4,$$

$$rH - \frac{rC \cdot c \cdot \varrho}{r} = 7150.$$

$$R = 7500 - 0,6 \cdot 7150 = 3210 \text{ kg} = 0,428 \cdot 7500 = 0,428 rH.$$

$$\Delta H = -0,4 \cdot 7150 = -2860 = -0,381 \cdot 7500$$

$$= -0,381 rH.$$

$$\nu_1 = \frac{2860 \cdot 200}{2700} = 212 \text{ kg}, \nu_2 = -\frac{2860 \cdot 300}{2700}$$

$$= -318 \text{ kg/qcm}.$$

$$\bar{\sigma}_1 = 730 + 212 = 942 \text{ kg}, \bar{\sigma}_2 = 370 - 318$$

$$= +52 \text{ kg/qcm}.$$

Die Randspannungen der Pfeilersohle würden bei starren Pfeilern betragen

$$\sigma_1 = \frac{P}{\mathfrak{B}_0} + \frac{rH \cdot h - rC \cdot c}{\mathfrak{B}_0} = \frac{215200}{44000} + \frac{1440000}{3273000}$$

$$= 4,9 + 4,4 = 9,3 \text{ kg}, \sigma_2 = 4,9 - 4,4 = 0,5 \text{ kg/qcm}.$$

Bei elastischen Pfeilern und  $\eta = 20$  werden sie

$$\sigma_1 = 4,9 + \frac{R \cdot h - rC \cdot c}{\mathfrak{B}_0} = 4,9 + \frac{2532000}{3273000} = 4,9 + 0,8$$

$$= 5,7 \text{ kg}, \sigma_2 = 4,9 - 0,8 = 4,1 \text{ kg/qcm}.$$

Bei elastischen Pfeilern und  $\eta = \infty$  wird  $\sigma_1 = 4,9 + 1,7$

$$= 6,6 \text{ kg}, \sigma_2 = 4,9 - 1,7 = 3,2 \text{ kg/qcm}.$$

Die vorstehenden Zahlenwerthe lassen erkennen, in wie hohem Maße auch bei eisernen Bögen der Kräfteplan des Bauwerkes durch die Nachgiebigkeit der Pfeiler geändert wird. Es tritt eine wesentliche Spannungserhöhung im Bogen ein, während im Pfeiler die Spannungsverteilung eine günstigere wird. Die Spannungserhöhung im Bogenscheitel beträgt, bei der angenommenen Vollbelastung und bei einer Bodenziffer  $\eta = 20$ , 40 v. H.; bei  $\eta = \infty$ , 29 v. H.

Die Spannungsminderung in der Pfeilersohle beträgt, bei  $\eta = 20$ , 63 v. H.; bei  $\eta = \infty$ , 41 v. H.

Wenn sich die Wärme um  $27^\circ$  erniedrigt, so mindert sich der Bogenschub um  $H_t = -\frac{15 \mathfrak{C} \omega t}{8 f^2 m} = -2700 \text{ kg}$

und die Randspannungen des Scheitelquerschnittes ändern sich um  $\tau_1 = 200 \text{ kg}$ ,  $\tau_2 = -300 \text{ kg/qcm}$ . Die Gesamtspannungen erhöhen sich bei  $\eta = 20$  auf

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 + \tau_1 + \nu_1 = 730 + 200 + 290 = 1220 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{und } \bar{\sigma}_2 = \sigma_2 + \tau_2 + \nu_2 = 370 - 300 - 437 = -467 \text{ kg/qcm},$$

während sie bei starren Pfeilern nur  $\bar{\sigma}_1 = 930$  und  $\bar{\sigma}_2 = 70 \text{ kg}$  betragen würden. Die Spannung steigt hiernach im Bogenscheitel um 31 v. H. gegenüber der bei starren Pfeilern unter ungünstigsten Verhältnissen (große Kälte). Wie im vorigen Beispiel ausgeführt, wachsen die Wärmespannungen annähernd im gleichen Verhältniß wie die Bogenhöhe  $2e$ ; sie fallen also um so kleiner aus, je niedriger der Bogen ist. Andererseits nehmen aber die Hauptspannungen  $\sigma$  mit wachsender Bogenhöhe ab, da hierbei das Widerstandsmoment des Quer-

schnittes zunimmt und somit die bei einseitiger Verkehrsbelastung auftretenden Biegemomente leichter aufgenommen werden. Es muß deshalb eine bestimmte Bogenhöhe geben, bei welcher die Gesamtspannung ihren Kleinstwerth erreicht. Auf die Bestimmung dieser günstigsten Bogenhöhe kann hier nicht näher eingegangen werden; doch sei bemerkt, daß das günstigste Höhenverhältniß um so geringer wird, je mehr das Eigengewicht die Verkehrslast überwiegt, also je größer die Spannweite ist. Bei Straßenbrücken ist es kleiner als bei Eisenbahnbrücken gleicher Spannweite; am kleinsten ist es bei Canalbrücken, wo eine einseitige Verkehrslast überhaupt nicht in Frage kommt. Hier wird man den Bogen so niedrig, als es bauliche oder ästhetische Rücksichten verlangen, ausführen.

b) Die Aenderungen  $\Delta l$  und  $\Delta f$  werden berücksichtigt.

Einer Spannweitenvergrößerung  $\Delta l$  entspricht bei flachen Parabelbögen von unveränderlicher Länge eine Vergrößerung des Pfeils von ungefähr

$$\Delta f = -\frac{3}{16} \frac{l}{f} \Delta l \quad (14)$$

welcher Betrag näherungsweise auch für andere Bogenformen beibehalten werden kann.

Der normale, bei festen Widerlagern auftretende Bogenschub  $H$  steigt unter Berücksichtigung der Längenänderungen  $\Delta l$  und  $\Delta f$  auf

$$\begin{aligned} \mathfrak{H} &= H \left( 1 + \frac{\Delta l}{l} \right) \left( 1 - \frac{\Delta f}{f} \right) = H \left[ 1 + \frac{\Delta l}{l} \left( 1 + \frac{3}{16} \frac{l}{f^2} \right) \right. \\ &\quad \left. - H \left[ 1 + \frac{(\Delta v'' - \Delta v')}{l} \left( 1 + \frac{3}{16} \frac{l}{f^2} \right) \right] \right. \\ &\quad \left. - H \left[ 1 - \frac{(\Delta v'' - \Delta v')}{l} \left( 1 + \frac{3}{16} \frac{l}{f^2} \right) \right] \right] \quad (45) \\ &= H \left[ 1 + \frac{(\Delta v'' - \Delta v')}{l} \delta \right] \end{aligned}$$

wo  $\delta = 1 - \frac{3l^2}{16f^2}$  gesetzt wurde.

Hierzu kommt nun noch die unter a) abgeleitete Aenderung des Bogenschubs, die dem Ausweichen der Widerlager entspricht.  $\alpha \Delta l = \alpha (\Delta v'' - \Delta v')$ , wobei der Beiwert  $\alpha$  die in Gl. (29), (29<sup>a</sup>), (29<sup>b</sup>) angegebene GröÙe besitzt. Insgesamt ist daher der Werth des neuen Bogenschubs

$$\begin{aligned} \mathfrak{H} &= H \left[ 1 + \frac{\Delta l}{l} \delta \right] + \alpha \Delta l = H + \left( \frac{\delta}{l} + \alpha \right) \Delta l \quad (46) \\ &= H + \left( \frac{\delta}{l} + \alpha \right) (\Delta v'' - \Delta v') \end{aligned}$$

$$- H + \alpha (\Delta v'' - \Delta v') \quad \text{wo } \alpha = \frac{H\delta}{l} + \alpha \quad (47)$$

Die Aenderung des Bogenschubs  $\Delta H = \mathfrak{H} - H = \alpha (\Delta v'' - \Delta v')$  ist in den Fällen der Anwendung stets negativ für positive Spannweitenvergrößerung, d. h. in dem Werthe von  $\alpha$  überwiegt der negative Einfluß von  $\alpha$  den positiven von  $\frac{H\delta}{l}$ . Um das gegenseitige Verhältniß der beiden GröÙen  $\alpha$  und  $\frac{H\delta}{l}$  allgemein überschauen zu können, setzen wir den Querschnitt des Bogens im Scheitel  $F = H:k$ , wo  $k$  einen entsprechenden Mittelwerth der Spannung bezeichnet.

$$\begin{aligned} \text{Es ist sodann } J = F\gamma^2 &= \frac{H\delta^2}{k}; \text{ nach Gl. (29<sup>a</sup>) } \alpha = -\frac{15 E J}{8 f^2 l} \\ &= -\frac{15 E H \delta^2}{8 f^2 l k}, \quad \delta = 1 + \frac{3 l^2}{16 f^2}, \quad \alpha = \alpha + \frac{H\delta}{l} = -\frac{15 E H \delta^2}{8 f^2 l k} \\ &+ H \frac{16 f^2 + 3 l^2}{16 f^2 l} = \frac{H}{16 f^2 l} \left( -\frac{30 E \delta^2}{k} + 16 f^2 + 3 l^2 \right). \end{aligned}$$

Dieser Ausdruck bleibt negativ, so lange  $\frac{30 E \delta^2}{k} > 16 f^2 + 3 l^2$ .

Setzt man für Eisen im Mittel  $E = 2000000$ ,  $k = 666 \text{ kg/qcm}$ , so lautet die Bedingung  $90000 \delta^2 > 16 f^2 + 3 l^2$  oder

$$90000 \frac{\delta^2}{l^2} > 16 \frac{f^2}{l^2} + 3.$$

Der Grenzwert  $\alpha = 0$  wird erreicht für

$$\frac{\delta}{l} = \sqrt{16 \frac{f^2}{l^2} + 3} : 300,$$

oder  $\frac{\delta}{l} = 0.006$ , wenn  $\frac{f}{l} = \frac{1}{8}$  angenommen. In Wirklichkeit dürfte der Werth von  $\delta$  bei Eisenbögen selten kleiner als  $0.02 l$  sein.

Für Steinbögen kann im Mittel  $E:k = 10000$  gesetzt werden. Die Bedingung für einen negativen Werth von  $\alpha$  ist dann  $300000 \delta^2 > 16 f^2 + 3 l^2$ . Der Grenzwert von  $\alpha$  wird erreicht, wenn

$$\frac{\delta}{l} = \sqrt{16 \frac{f^2}{l^2} + 3} : 548,$$

oder  $\frac{\delta}{l} = \frac{1}{274} = 0.0036$ , falls  $\frac{f}{l} = \frac{1}{4}$  angenommen.

Der Trägheitshalbmesser eines rechteckigen Querschnittes von der Höhe  $d$  (Wölbstärke) ist nun  $i = d : \sqrt{12} = d : 3.46$ ; es entspricht somit dem Grenzwert von  $\alpha$  eine Wölbstärke  $d = 3.46 i = \frac{3.46}{274} l = \text{rund } \frac{l}{80}$ , während in der Ausführung  $d$  wohl nie unter  $\frac{l}{20}$  sinkt.

Führt man die ungünstigsten Werthe von  $\frac{\delta}{l}$  in die Gleichung von  $\alpha$  ein,

$$\begin{aligned} \alpha &= -\frac{15 E H \delta^2}{8 f^2 l k} = H \frac{16 f^2 + 3 l^2}{16 f^2 l} \\ &= -\frac{15 E H \delta^2}{8 f^2 l k} \left( 1 - \frac{16 f^2 + 3 l^2}{30 E \delta^2} \cdot k \right) = \alpha \left( 1 - \frac{16 f^2 + 3 l^2}{30 E \delta^2} \cdot k \right) \quad (48) \end{aligned}$$

so erhält man für Eisen wie für Stein etwa  $\alpha = \frac{14}{15} \alpha$ .

Man kann hiernach bei Bögen mit zwei Gelenken ohne großen Fehler den Einfluß von  $\Delta l$  und  $\Delta f$  auf den Kräfteplan vernachlässigen und unbedenklich die unter a) entwickelten Formeln benutzen.

Will man schärfer rechnen, so hat man wie unter Ib zu setzen,

$$\Delta v_r = \frac{R}{q} + \frac{\mathfrak{M}}{r} + \frac{P}{\pi} \Delta v_r + \frac{Q}{\psi} \Delta v_r,$$

$$R_r = \mathfrak{R}_{r-1} - \mathfrak{R}_r = H_{r-1} + \alpha_{r-1} (\Delta v_r - \Delta v_{r-1}) - H_r - \alpha_r (\Delta v_{r+1} - \Delta v_r),$$

$$\mathfrak{M} = T_r + (H_{r-1} + H_r) \frac{e^x \Delta v_r}{h}, \text{ genau genug } = T_r,$$

und erhält sodann die Grundgleichung

$$\begin{aligned} \Delta v_r \left[ 1 - \frac{\alpha_{r-1} + \alpha_r}{q} - \frac{P}{\pi} - \frac{Q}{\psi} \right] + \Delta v_{r-1} \alpha_{r-1} \\ + \Delta v_{r+1} \alpha_r = \frac{H_{r-1} - H_r}{q} + \frac{T_r}{r} \quad (49) \end{aligned}$$

Berücksichtigt man, daß  $\frac{\alpha_{r-1} + \alpha_r}{q}$  eine negative GröÙe und

stets viel größer ist als  $\frac{P}{\pi} + \frac{Q}{\psi}$ , so erkennt man, daß der

Factor von  $\Delta v_r$  stets größer als 1, also niemals gleich Null wird. Es kann daher bei Zweigelenkbogen ein Ausknicken der Pfeiler in der Art, wie dies nach Ib bei Dreigelenkbogen möglich ist, niemals eintreten.

III. Bogen ohne Gelenke.

a) Die Aenderungen  $\Delta l$  und  $\Delta f$  werden vernachlässigt.

Auch hier biegen sich wie bei Bögen mit zwei Gelenken sämtliche Pfeiler nach außen, wenn eine der Oeffnungen belastet wird; die Spannweite der belasteten Oeffnung wird größer, die der übrigen, unbelasteten kleiner. In der belasteten Oeffnung fallen die Einspannungsmomente größer, der Bogenschub kleiner aus als wie bei starren Pfeilern; die Pfeiler werden schwächer, die Bögen stärker beansprucht als dies bei starren Pfeilern der Fall wäre, indem ein Theil der Last durch Balkenwirkung auf die Pfeiler übertragen wird.

Die Ausbiegungen der Pfeiler sind bei gelenklosen Bögen kleiner als bei Zweigelenkbogen; dementsprechend treten bei ersteren geringere Aenderungen des Kräfteplans der Pfeiler ein.

Um die Aufgabe bei beliebiger Belastungsweise zu lösen, werden die Ausbiegungen  $\Delta v$  der Pfeilerköpfe und die Drehungen  $\Delta \varphi$  der oberen Pfeilertangenten (positiv, wenn im Sinne des Uhrzeigers) als Unbekannte eingeführt. Durch diese GröÙen können dann die Pfeilergegenkräfte  $R$ , die Pfeilergegenmomente  $N$ , die Schübe der Bögen  $\mathfrak{H}$  und die Einspannungsmomente der Bögen  $\mathfrak{M}$  und  $\mathfrak{M}''$  ausgedrückt werden.

Zur Bestimmung der  $2(n+1)$  Unbekannten,  $\Delta v$  und  $\Delta \varphi$ , dienen für jeden der  $n+1$  Pfeiler zwei Gleichungen, Summe aller wagerechten Kräfte gleich Null und Summe aller Drehmomente gleich Null. Die Zahl der Unbekannten und der Gleichungen mindert sich auf  $2(n-1)$ , wenn die Endpfeiler als starr vorausgesetzt werden dürfen.

Die GröÙen  $R N \mathfrak{H} \mathfrak{M} \mathfrak{M}''$  lassen sich in folgender Form als Functionen der Unbekannten  $\Delta v$  und  $\Delta \varphi$  ausdrücken:

$$\begin{aligned} R &= q \Delta v + \lambda \Delta \varphi \\ N &= \mu \Delta v + \nu \Delta \varphi \end{aligned} \quad (50^a)$$

$$\begin{aligned} \mathfrak{H} &= \alpha (\Delta v'' - \Delta v') + \alpha' \Delta \varphi' + \alpha'' \Delta \varphi'' + H \\ \mathfrak{M}' &= \beta (\Delta v'' - \Delta v') + \beta' \Delta \varphi' + \beta'' \Delta \varphi'' + M' + K' \\ \mathfrak{M}'' &= \gamma (\Delta v'' - \Delta v') + \gamma' \Delta \varphi' + \gamma'' \Delta \varphi'' + M'' + K'' \end{aligned} \quad (50^b)$$

wo sich der Bogenschub  $H$  und die Einspannungsmomente  $M'$  und  $M''$  auf starre Pfeiler beziehen und als bekannt voraussetzen sind, da sie in bekannter Weise mit Hilfe der gewöhnlichen Bogenlehre berechnet werden können.

$\Delta v'$  und  $\Delta \varphi'$  beziehen sich jeweils auf den linkseitigen,  $\Delta v''$  und  $\Delta \varphi''$  auf den rechtseitigen Pfeiler einer Oeffnung.  $K'$  und  $K''$  bezeichnen GröÙen, die von der Höhenänderung der Pfeiler herrühren.

Das Gleichgewicht am  $r$ . Pfeiler erfordert nun

$$R_r = \mathfrak{R}_{r-1} - \mathfrak{R}_r \text{ und } N_r = \mathfrak{M}_{r-1} - \mathfrak{M}_r + T_r \quad (51)$$

wo  $T_r$  das Drehmoment der lothrechten Lagerdrücke bezeichnet (vgl. Gl. 25).

Nach Einsetzen der Ausdrücke von  $R N \mathfrak{H} \mathfrak{M} \mathfrak{M}''$  erhält man die zwei Grundgleichungen

$$\begin{aligned} \Delta v_r (q - \alpha_{r-1} - \alpha_r) + \Delta v_{r-1} \alpha_{r-1} + \Delta v_{r+1} \alpha_r \\ + \Delta \varphi_r (\lambda - \alpha'_{r-1} + \alpha'_r) - \Delta \varphi_{r-1} \alpha'_{r-1} \\ + \Delta \varphi_{r+1} \alpha'_r = H_{r-1} H_r \end{aligned} \quad (52)$$

$$\begin{aligned} \Delta v_r (\mu - \gamma'_{r-1} - \beta'_r) + \Delta v_{r-1} \gamma'_{r-1} + \Delta v_{r+1} \beta'_r \\ + \Delta \varphi_r (\nu - \gamma'_{r-1} + \beta'_r) - \Delta \varphi_{r-1} \gamma'_{r-1} \\ + \Delta \varphi_{r+1} \beta'_r = M'_{r-1} - M'_r + T_r + K'_{r-1} - K'_r \end{aligned} \quad (53^a)$$

Für gleichartige Oeffnungen können die unteren Bezeichnungen der Beiwerte weggelassen und  $\alpha'' = -\alpha' = \beta = \gamma$ ;  $\gamma'' = -\beta'$ ,  $\beta'' = -\gamma'$  gesetzt werden. Die zwei Grundgleichungen vereinfachen sich dann zu

$$\begin{aligned} \Delta v_r (q - 2\alpha) + \Delta v_{r-1} \alpha + \Delta v_{r+1} \alpha \\ + \Delta \varphi_r (\lambda - 2\beta) + \Delta \varphi_{r-1} \beta + \Delta \varphi_{r+1} \beta = H_{r-1} H_r \end{aligned} \quad (53)$$

$$\begin{aligned} \Delta v_r (\mu - 2\beta) + \Delta v_{r-1} \beta + \Delta v_{r+1} \beta \\ + \Delta \varphi_r (\nu + 2\beta') - \Delta \varphi_{r-1} \beta' - \Delta \varphi_{r+1} \beta' \\ = M'_{r-1} - M'_r + T_r + K'_{r-1} - K'_r \end{aligned} \quad (53^a)$$

Bestimmung der Beiwerte  $q \lambda \mu \nu$ .

Für einen am oberen Ende durch eine wagerechte Kraft  $R$  und ein Moment  $N$  angegriffenen, am unteren Ende elastisch eingespannten Stab ist mit den früheren Bezeichnungen (Abb. 10)

$$\begin{aligned} \Delta \varphi &= \int_0^h \frac{M dx}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{M_0}{\eta \mathfrak{J}_0} = \int_0^h \frac{R(h-x) + N}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} dx \\ &+ \frac{R h + N}{\eta \mathfrak{J}_0} = R \left( \int_0^h \frac{(h-x) dx}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) \\ &+ N \left( \int_0^h \frac{dx}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{1}{\eta \mathfrak{J}_0} \right). \end{aligned} \quad (54)$$

$$\begin{aligned} \Delta v &= \int_0^h \frac{M(h-x) dx}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{M_0 h}{\eta \mathfrak{J}_0} \\ &= \int_0^h \frac{R(h-x)^2 + N(h-x)}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} dx + \frac{R h^2 + N h}{\eta \mathfrak{J}_0} \\ &= R \left( \int_0^h \frac{(h-x)^2 dx}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h^2}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) \\ &+ N \left( \int_0^h \frac{(h-x) dx}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \right). \end{aligned} \quad (55)$$

Für unveränderliches  $\mathfrak{J}$  bzw. für einen entsprechenden Mittelwerth ergibt sich

$$\Delta \varphi = R \left( \frac{h^2}{2 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) + N \left( \frac{h}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{1}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) \quad (56)$$

$$\Delta v = R \left( \frac{h^3}{3 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h^2}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) + N \left( \frac{h^2}{2 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) \quad (57)$$

Mit Hilfe der beiden Gleichungen (54) und (55) bzw. (56) und (57) können nun die GröÙen  $R$  und  $N$  als Functionen von  $\Delta \varphi$  und  $\Delta v$  dargestellt, d. h. die Beiwerte  $q \lambda \mu \nu$  bestimmt werden. Die Rechnung soll nur für die Gl. (56) und (57) durchgeführt werden. Man erhält

$$R = \left[ \Delta v \left( \frac{h}{\mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{1}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) - \Delta \varphi \left( \frac{h^2}{2 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) \right]$$

$$\left( \frac{h^4}{12 \mathfrak{E}^2 \mathfrak{J}^2} + \frac{h^3}{3 \mathfrak{E} \mathfrak{J} \eta \mathfrak{J}_0} \right)$$

$$N = \left[ -\Delta v \left( \frac{h^2}{2 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) + \Delta \varphi \left( \frac{h^3}{3 \mathfrak{E} \mathfrak{J}} + \frac{h^2}{\eta \mathfrak{J}_0} \right) \right]$$

$$\left( \frac{h^4}{12 \mathfrak{E}^2 \mathfrak{J}^2} + \frac{h^3}{3 \mathfrak{E} \mathfrak{J} \eta \mathfrak{J}_0} \right)$$



nur drei Öffnungen der gleichzeitigen Betrachtung unterzogen werden.

Handelt es sich nur um eine einzige Öffnung mit elastischen Endpfeilern, so ist jede der zwei Grundgleichungen auf jeden der beiden Endpfeiler anzuwenden: man erhält vier Gleichungen mit vier Unbekannten, bezw. bei symmetrischem Bogen und symmetrischer Belastung zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten.

Die Grundgleichungen dienen auch dazu, den Einfluss von Wärmeänderungen auf die Formänderungen und die Änderungen der Lagerkräfte zu bestimmen, wenn man unter  $H, M', M''$  und  $T$  die Lagerkräfte, welche den Wärmeänderungen bei starren Pfeilern entsprechen, einführt. Bei gleichartigen Verhältnissen und starren Endpfeilern werden selbstverständlich alle  $\Delta e$  und  $\Delta q$  und somit auch alle Kraftänderungen  $\Delta H, \Delta M'$  und  $\Delta M''$  gleich Null.

Die Grundgleichungen sollen nun auf eine Brücke mit drei gleichartigen Öffnungen und starren Endpfeilern angewandt werden (Abb. 8). Die mittlere Öffnung ist voll belastet, die Seitenöffnungen sind unbelastet. Man hat

$$\Delta v_r = \Delta v, \Delta v_{r-1} = -\Delta v, \Delta v_{r+1} = 0, \Delta q_r = \Delta q, \Delta q_{r-1} = -\Delta q, \Delta q_{r+1} = 0.$$

$$H_{r-1} = H_2 = eH + vH = \frac{(g+p)l^2}{8fm}, \text{ wo } m = 1 + \frac{45i^2}{4f^2} \text{ für flache Parabelbogen.}$$

$$H_r = H_3 = eH = \frac{gl^2}{8fm}$$

$$M'_{r-1} = M'_2 = eM + vM' = -\frac{45(g+p)l^2i^2}{48f^2m}$$

$$M'_r = M'_3 = eM = -\frac{45gl^2i^2}{48f^2m}, \text{ wobei für Eigengewicht } eM' = eM'' = eM \text{ gesetzt wurde.}$$

$$T_r = T_3 = vT = -vC \cdot e = -\frac{pl}{2} \cdot e.$$

$$\text{Ferner sei } K'' = K' = 0.$$

Die zwei zur Bestimmung der zwei Unbekannten  $\Delta v$  und  $\Delta q$  erforderlichen Gleichungen erhält man nach Einsetzen vorstehender Werthe in die zwei allgemeinen Grundgleichungen (53) und (53<sup>a</sup>) zu

$$\Delta v(q-3a) + \Delta q(\lambda-3\beta) = vH, \Delta v(u-3\beta) + \Delta q(v+2\beta'+\gamma') = vM + vT,$$

woraus sich ergibt

$$\left. \begin{aligned} \Delta v &= [vH(v+2\beta'+\gamma') - (vM+vT)(\lambda-3\beta)] : \\ &: [q-3a)(v+2\beta'+\gamma') - (u-3\beta)(\lambda-3\beta)] \\ \Delta q &= [vH(u-3\beta) + (vM+vT)(q-3a)] : \\ &: [(q-3a)(v+2\beta'+\gamma') - (u-3\beta)(\lambda-3\beta)] \end{aligned} \right\} (75)$$

Ferner sind die geänderten Bogenkräfte

$$\mathfrak{D}_2 = 2a\Delta v + \Delta q(-a'+a'') + eH + vH, \mathfrak{D}_3 = 2a\Delta v - 2a'\Delta q + eH + vH, \text{ da } a' = -a'';$$

$$\mathfrak{D}_1 = -a\Delta v + a'\Delta q + eH,$$

$$\mathfrak{M}_2'' = 2\gamma\Delta v + \Delta q(-\gamma'+\gamma'') + eM + vM',$$

$$\mathfrak{M}_3'' = -\beta\Delta v + \beta'\Delta q + eM,$$

und die Pfeilerkräfte

$$R_3 = \mathfrak{D}_2 - \mathfrak{D}_3 = \Delta v \cdot 3a - \Delta q \cdot 3a' + vH \text{ oder auch}$$

$$R_3 = q\Delta v + \lambda\Delta q,$$

$$N_3 = \mathfrak{M}_2'' - \mathfrak{M}_3'' + T_3 = \Delta v(2\gamma+\beta) + \Delta q(-\gamma'+\gamma''-\beta') + vM'' + vT \text{ oder auch}$$

$$N_3 = \mu\Delta v + \nu\Delta q.$$

Die ursprünglichen Randspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  eines beliebigen Bogenquerschnittes ändern sich um

$$\nu_1 = \frac{-\Delta H\mathfrak{D}_1 + \Delta M}{W_x} \text{ und } \nu_2 = \frac{\Delta H\mathfrak{D}_2 - \Delta M}{W_x},$$

wo  $\mathfrak{D}_1$  und  $\mathfrak{D}_2$  die Ordinaten der entsprechenden Kernpunkte bezeichnen.

Die geänderten Randspannungen sind  $\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 + \nu_1, \bar{\sigma}_2 = \sigma_2 + \nu_2.$

Zahlenbeispiel 5 (drei Steinbögen von 10 m Stützweite).

Unter Beibehaltung der in Beispiel 3 angegebenen Grundmaße erhält man

$$vH = 1900 \text{ kg, } eH = 11400 \text{ kg, } vC = 2000 \text{ kg,}$$

$$eC = 12000 \text{ kg, } vT = -300000 \text{ kg/cm, } vM' = vM'' = -17000 \text{ kg/cm, } eM' = eM'' = -102000 \text{ kg/cm,}$$

alle Kräfte auf 1 m Breite bezogen,

$$k = \frac{2}{3} = 167 \text{ cm, } u^2 = \frac{16f^2}{30} = 33333, i^2 = 300, n^2 = 5800,$$

$$\alpha = -31000, \alpha' = 5180000, \alpha'' = -5180000,$$

$$\beta = -5180000, \beta' = 175000000, \beta'' = -340000000,$$

$$\gamma = -5180000, \gamma' = 340000000, \gamma'' = -1750000000,$$

für  $\eta = 20$  ist

$$q = 4725, \mu = \lambda = -6750000, \nu = 11700000000.$$

Mit Hilfe der Gleichung (75) ergeben sich

$$\Delta v = 0,0224, \Delta q = -0,000033,$$

$$\Delta H_2 = 2a\Delta v + \Delta q(-a' + a'') = -1047 \text{ kg,}$$

$$\Delta M_2 = 2\gamma\Delta v + (-\gamma' + \gamma'')\Delta q = -163100 \text{ kg/cm,}$$

$$R_3 = q\Delta v + \lambda\Delta q = 330 \text{ kg,}$$

$$N_3 = \mu\Delta v + \nu\Delta q = -537300 \text{ kg.}$$

Das Moment bezüglich der Pfeilersohle beträgt

$$M_0 = Rh + N = 122700 \text{ kg/cm.}$$

Die entsprechenden Randspannungen sind

$$\sigma = \pm \frac{M_0}{W_0} = \pm \frac{122700}{1600000} = \pm 0,08 \text{ kg/qcm.}$$

Die Pfeilersohle wird hiernach nicht wesentlich auf Biegung in Anspruch genommen; die Druckverteilung erfolgt nahezu gleichmäßig.

Die Änderungen der Bogenkräfte  $\Delta H$  und  $\Delta M$  rufen Änderungen der Spannungen im Bogen hervor. Für den Kämpferquerschnitt sind die Änderungen der Randspannungen

$$\nu_1 = \cos\varphi' \frac{\Delta H}{F} + \frac{\Delta M}{W} = -\frac{735}{7200} - \frac{163100}{86400} = -0,1 - 1,9 = -2 \text{ kg/qcm und}$$

$$\nu_2 = -0,1 + 1,9 = +1,8 \text{ kg/qcm.}$$

Bei starren Pfeilern wären die Randspannungen

$$\sigma_1 = \frac{H \cos \varphi' + C \sin \varphi'}{F} + \frac{M}{W} = 1,88 - 1,38 = 0,5 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{und } \sigma_2 = 1,88 + 1,38 = 3,26 \text{ kg/qcm.}$$

Die Gesamtspannungen sind hiernach

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 + \nu_1 = 0,5 - 2 = -1,5 \text{ und}$$

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_2 + \nu_2 = 3,26 + 1,8 = 5,06 \text{ kg/qcm.}$$

Für den Scheitelquerschnitt wird

$$\nu_1 = \frac{\Delta H}{F} + \frac{\Delta M - \Delta H \cdot f}{W} = -\frac{1047}{6000} + \frac{-163100 + 1047 \cdot 250}{60000} = -0,17 + 1,64 = 1,47 \text{ kg/qcm,}$$

$$\nu_2 = -0,17 - 1,64 = -1,81 \text{ kg/qcm.}$$

Bei starren Pfeilern wären die Randspannungen  $\sigma_1 = \frac{H}{F} + \frac{M}{W} = 2,22 + 0,93 = 3,15 \text{ kg/qcm}$  und  $\sigma_2 = 2,22 - 0,93 = 1,29 \text{ kg/qcm}$ ; somit betragen die Gesamtspannungen

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 + \nu_1 = 3,15 + 1,47 = 4,62 \text{ kg/qcm und}$$

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_2 + \nu_2 = 1,29 - 1,81 = -0,52 \text{ kg/qcm.}$$

Infolge der Nachgiebigkeit der Pfeiler erhalten hiernach die oberen Punkte des Kämpferquerschnittes und die unteren Punkte des Scheitelquerschnittes Zugspannungen.

Bei einer Wärmeerniedrigung von  $t$  Grad ändert sich der Bogenschub um  $H_t = -\frac{45EJ\omega t}{4f^2m}$  und das Einspannungsmoment um  $M_t = -\frac{7,5EJ\omega t}{fm}$ , wo  $m = 1 + \frac{45i^2}{4f^2}$ .

Für  $t = 20^\circ, \omega = \frac{1}{80000}$  wird  $H_t = -7700 \text{ kg}$  und  $M_t = -1280000 \text{ kg/cm.}$

Die entsprechenden Wärmespannungen betragen für den Kämpferquerschnitt  $\tau_1 = -15,56 \text{ kg}$  und  $\tau_2 = 14,06 \text{ kg}$ , und für den Scheitelquerschnitt  $\tau_1 = 6,80 \text{ kg}$  und  $\tau_2 = -9,36 \text{ kg}$ . Auch hier zeigen sich  $\tau_1$  und  $\tau_2$  unabhängig von der Querschnittgröße  $F$  und dem Trägheitsmoment  $J$ , dagegen abhängig von  $e$  und  $i^2$ .

Die Gesamtspannungen wären bei starren Pfeilern für den Kämpferquerschnitt

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 + \tau_1 = 0,5 - 15,56 = -15,06 \text{ und } \bar{\sigma}_2 = 3,26 + 14,06 = 17,32 \text{ kg; für den Scheitelquerschnitt}$$

$$\bar{\sigma}_1 = 3,15 + 6,8 = 9,95 \text{ und } \bar{\sigma}_2 = 1,29 - 9,36 = -8,07 \text{ kg.}$$

Bei nachgiebigen Pfeilern steigen sie auf

$$\bar{\sigma}_1 = -15,06 - 2 = -17,06 \text{ und}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 17,32 + 1,8 = 19,12 \text{ kg/qcm, bezw. auf}$$

$$\bar{\sigma}_1 = 9,95 + 1,47 = 11,42 \text{ und}$$

$$\bar{\sigma}_2 = -8,07 - 1,81 = 9,88 \text{ kg/qcm.}$$

Diese Gesamtspannungen sind größer als die entsprechenden bei Bögen mit zwei Gelenken (Beispiel 3). Sie werden hauptsächlich durch die bedeutende Höhe der Wärmespannungen bedingt, während die durch die Nachgiebigkeit der Pfeiler verursachten Nebenspannungen  $\nu$  weniger ins Gewicht fallen. Die Widerstandskraft des Mörtels ist bei den gewöhnlichen Ausführungsweisen den berechneten hohen Spannungen nicht gewachsen; es treten demgemäß bei großer Kälte Risse und zwar zunächst in dem oberen Theile der Kämpferfugen auf. Im Zusammenhang damit bildet sich ein ganz anderer Formänderungs- und Spannungszustand, als wie bei Aufstellung der Formeln vorausgesetzt worden war. Die größten Druckspannungen steigen hierbei über den oben berechneten Betrag von 19,12 kg/qcm. (Sich hierüber Abschnitt IV.)

b) Die Änderungen  $\Delta l$  und  $\Delta f$  werden berücksichtigt.

Wenn man statt der planmäßigen Längen  $l$  und  $f$  die dem endgültigen Gleichgewichtszustand entsprechenden  $l + \Delta l$  und  $f + \Delta f$  in die Formel für den Bogenschub einführt, so erhält man, wie unter IIb näher angegeben, eine Vergrößerung desselben:

$$\Delta H = \frac{\Delta l}{l} \left( 1 + \frac{3l^2}{16f^2} \right) = \delta \frac{\Delta l}{l} \quad (45)$$

In ähnlicher Weise ergeben sich die Änderungen der Einspannungsmomente zu

$$\Delta M' = -\frac{\Delta l}{l} \left( 1 + \frac{3l^2}{8f^2} \right) = -\frac{\delta' \Delta l}{l}$$

$$\Delta M'' = -\frac{\Delta l}{l} \left( 1 + \frac{3l^2}{8f^2} \right) = -\frac{\delta'' \Delta l}{l} \quad (76)$$

Diese Änderungen sind mit den früher unter IIIa berechneten  $\alpha \Delta l, \beta \Delta l, \gamma \Delta l$  zusammzusetzen, welche die Änderung der Bogenwirkung infolge Ausweichens der Widerlager zum Ausdruck bringen. Die Gesamtänderungen von  $H, M'$  und  $M''$ , die von der Spannweitenänderung  $\Delta l$  abhängen, sind hiernach

$$\Delta H = \left( \alpha + \frac{\delta}{l} \right) \Delta l = a \Delta l, \text{ wo } a = \alpha + \frac{\delta}{l}$$

$$\Delta M' = \left( \beta + \frac{\delta'}{l} \right) \Delta l = b \Delta l, \text{ wo } b = \beta + \frac{\delta'}{l}$$

$$\Delta M'' = \left( \gamma + \frac{\delta''}{l} \right) \Delta l = c \Delta l, \text{ wo } c = \gamma + \frac{\delta''}{l} \quad (77)$$

Bei schärferer Rechnung sind nun die Größen  $a, b, c$  statt  $\alpha, \beta, \gamma$  in die Grundgleichungen (75) einzuführen; doch sind die Unterschiede so gering, dass man i. a. von einer solchen Berichtigung absehen kann.

**IV. Änderungen des Kräfteplanes bei Gewölben infolge der Veränderlichkeit der Elastizitätsziffer  $E$  und infolge von Rissbildungen.**

Die bisher entwickelten Formeln beruhen auf der Voraussetzung einer unveränderlichen Elastizitätsziffer, d. h. auf der linearen Beziehung  $\sigma = E\epsilon$  zwischen Spannung und Dehnung. In Wirklichkeit ist jedoch für Stein, Mörtel, Mauerwerk diese Beziehung weniger einfach; die Spannungen wachsen langsamer, als die Dehnungen, und für Druck in anderer Weise, als für Zug. Näherungsweise läßt sich die betreffende Beziehung durch eine Potenzgleichung  $\sigma = C\epsilon^n$  ausdrücken (sich Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1898, S. 903), wo die Unveränderlichen  $C$  und  $n$  vom Material abhängig und für Druck und Zug verschieden sind. Der Werth von  $n$  liegt zwischen 1 und 0,5.

Die Ergebnisse, welche bei Anwendung der Potenzgleichung an Stelle der linearen erhalten werden, zeigen in doppelter Hinsicht Abweichungen; einmal bezüglich der äußeren, statisch unbestimmbaren Größen  $H, M', M'', R$  und dann bezüglich der inneren Spannungen  $\sigma$ . Die erstgenannte Abweichung ist von geringerer Bedeutung und kann vernachlässigt werden; es erscheint zulässig, die statisch unbestimmbaren Größen und die davon abhängigen Kräfte und Kraftmomente, die auf die einzelnen Querschnitte einwirken, mit den bisherigen Formeln, die auf  $\sigma = E\epsilon$  beruhen, zu berechnen. Was den zweiten Punkt anbelangt, die Bestimmung der inneren Spannungen eines Querschnittes, die den äußeren Kräften das Gleichgewicht halten müssen, so kann man auch hier in den Fällen der Anwendung unbedenklich die lineare Spannungsverteilung, welche der Gleichung  $\sigma = E\epsilon$  entspricht, zu Grunde legen, so lange es sich nur um Spannungen von einerlei Sinn im Querschnitt handelt. Dies ist der Fall bei den Pfeilern und bei richtig angeordneten Gewölben unter normalen Verhältnissen. Kommen gleichzeitig Zug- und Druckspannungen im Querschnitt vor, so sind die Abweichungen größer, und zwar fallen die wirklichen Größt-



bedingungen, Summe der Normalkräfte und Summe der Drehmomente um den Rand gleich Null, auf. Mit den Bezeichnungen der Abb. 18, wo  $K =$  Zugfestigkeit, erhält man

$$x = z \frac{\sigma}{\sigma + k}, \quad z - x = z \frac{k}{\sigma + k},$$

$$\frac{N}{b} = \frac{\sigma x}{2} - \frac{k(z-x)}{2} = \frac{\sigma^2 z}{2(\sigma+k)} - \frac{k^2 z}{2(\sigma+k)}, \quad (78)$$

woraus  $z = \frac{2N(\sigma+k)}{b(\sigma^2-k^2)} = \frac{2N}{(\sigma-k)b}$

$$\frac{Nz}{b} = \frac{\sigma x^2}{6} + \frac{k(z-x)}{2} \left[ x + \frac{2}{3}(z-x) \right] = \frac{z^2(\sigma^3+3k^2\sigma+2k^3)}{6(\sigma+k)^2} \quad (79)$$

Aus Gleichung (78) und (79) folgt nach Aussonderung von  $x$

$$(\sigma^3+3k^2\sigma+2k^3) \frac{N}{b} = 1,5e(\sigma-k)^2 \dots \quad (80)$$

Hieraus ist die Unbekannte  $\sigma$  und sodann aus Gl. (78) die gesuchte wirksame Fugenlänge  $x$  zu bestimmen. Der gefundene Werth von  $z$  ist selbstverständlich nur so lange von Bedeutung, als er sich kleiner als die gesamte Fugenlänge  $d$  ergibt. Die Mittellinie des wirksamen Bogentheiles liegt um  $\frac{z}{2}$  vom betreffenden Bogenrand entfernt.

Es möge an dieser Stelle noch etwas näher auf die bei Gewölben besonders wichtigen Wärmeeinflüsse und auf die Abhängigkeit der Rißgefahr von der Beschaffenheit des Gewölbestoffes und von der Gewölbeform eingegangen werden.

Verwendet man einen anderen Baustoff, wie den in den bisherigen Beispielen vorausgesetzten, für welchen  $E = 100000$ ,  $\omega = \frac{1}{80000}$ , also  $E\omega = 1,25$  angenommen worden war, so

werden die Wärmespannungen  $\frac{E\omega}{1,25}$  mal so groß. Für Ziegelgewölbe kann man setzen  $E\omega = 30000 \cdot 0,000005 = 0,15$ .

Die Wärmespannungen werden daher nur  $\frac{0,15}{1,25} = 0,12$  mal so groß als wie oben berechnet und erhalten für den Kämpferquerschnitt die Werthe

$$\tau_1 = -0,12 \cdot 15,56 = -1,87 \text{ kg/qcm und}$$

$$\tau_2 = 0,12 \cdot 14,96 = 1,69 \text{ kg/qcm.}$$

Die Gesamtspannungen steigen bei starren Pfeilern auf  $\sigma_1 = 0,5 - 1,87 = -1,37$  kg u.  $\sigma_2 = 3,26 + 1,69 = 4,95$  kg. Die bei nachgiebigen Pfeilern eintretenden Nebenspannungen fallen wegen der geänderten Elastizitätsziffer etwas geringer aus, als früher berechnet; doch ist die Aenderung so geringfügig, daß die alten Werthe ohne großen Fehler beibehalten werden können. Die Werthe der Gesamtspannungen betragen sodann:

$$\sigma_1 = -1,37 - 2 = -3,39 \text{ kg, } \sigma_2 = 4,95 + 1,8 = 6,75 \text{ kg.}$$

Die größte Zugspannung bleibt hiernach bei Ausführung des Gewölbes in Ziegelmauerwerk unter der Zugfestigkeit  $k = 5$  kg, sodaß sich die Fuge nicht öffnet, eine Rißbildung nicht eintritt.

Für Betongewölbe kann man setzen  $E\omega = 250000 \cdot 0,00001 = 2,5$ . Die Wärmespannungen werden 2,5:1,25 = 2-mal größer als früher berechnet, d. i.

$$\tau_1 = -2 \cdot 15,56 = -31,12 \text{ kg u. } \tau_2 = 2 \cdot 14,96 = 29,92 \text{ kg.}$$

Da die Zugfestigkeit des Betonmauerwerkes nur etwa 20 kg/qcm beträgt, so müssen hier Risse im Gewölbe auftreten. Dieser

Umstand ist um so mislicher, als bei Beton derartige Risse mehr oder minder unregelmäßig verlaufen und zu größeren Beschädigungen Anlaß geben können. Bei Gewölben aus Quadern, Schichtensteinen, Ziegeln dagegen bleiben etwaige Risse auf die radial verlaufenden Mörtelfugen beschränkt und sind daher weit weniger schädlich. Durch die Anwendung von Scheitel- und Kämpfergelenken wird den Wärmespannungen fast vollkommen vorgebeugt. Diese Bauweise erscheint daher besonders bei Betongewölben angezeigt, sofern nicht die Rücksicht auf die Nachgiebigkeit der Pfeiler andere Anordnungen verlangt, also insbesondere bei Einzelöffnungen mit starren Widerlagern.

Sehr günstig verhalten sich die Beton-Eisengewölbe (Moniergewölbe u. a.) gegenüber den Wärmeeinflüssen. Abgesehen von ihrer bedeutenden Zugfestigkeit haben sie den weiteren Vorzug einer sehr geringen Gewölbstärke, infolge wovon die Wärmespannungen entsprechend niedriger ausfallen. Die Moniergewölbe sind daher sowohl hinsichtlich der angreifenden als der widerstehenden Kräfte im Vortheil.

Wie aus der Formel für das Wärmemoment,

$$M_t = -\frac{7,5 E I \omega t}{f m},$$

hervorgeht, wachsen die Wärmespannungen in der Kämpferfuge annähernd im umgekehrten Verhältniß wie die Pfeilhöhe  $f$ . Für Halbkreisgewölbe, wo  $f = 0,5 l$ , sind sie daher annähernd halb so groß wie für das in den früheren Beispielen vorausgesetzte Gewölbe, wo  $f = 0,25 l$ ; allerdings muß dann das Halbkreisgewölbe vollständig frei auf seine ganze Länge



Abb. 19.

ausgeführt werden (Abb. 19) und darf keine Hintermauerung, wie solche in Abb. 13 dargestellt, erhalten. Die Wärmespannungen sinken in diesem Falle auf

$$\tau_1 = -0,5 \cdot 15,56 = -7,78 \text{ kg/qcm und}$$

$$\tau_2 = +0,5 \cdot 14,96 = 7,3 \text{ kg/qcm.}$$

V. Besondere Anordnungen.

1. Unsymmetrische Pfeiler.

Ein Pfeiler wird unsymmetrisch genannt, wenn die Lager der beiden anstoßenden Bögen sich in ungleicher Höhe befinden. In Abb. 20 ist der allgemeinste Fall, daß

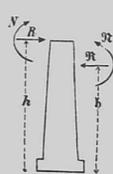


Abb. 20.



Abb. 21.

beide Bögen am Pfeiler eingespannt sind, dargestellt. Durch die auf den Pfeiler einwirkenden Kräfte  $R, N$  und Momente  $M, M'$  wird derselbe verbogen. Die Ordinaten und Tangentenwinkel der elastischen Linie in den Entfernungen  $h$  und  $h'$  von der Pfeilersohle werden mit  $\Delta v, \Delta \varphi$  und  $\Delta v', \Delta \psi$  (Abb. 21) bezeichnet. Zwischen diesen vier Formänderungen und den vier Kräften und Momenten bestehen folgende vier Beziehungen:

$$\Delta \psi = \int_0^h \frac{[R(h-x) + N - N(h-x) - N] dx}{\mathcal{E} \mathcal{I}}$$

$$+ \frac{Rh + N - N(h-x) - N}{\eta \mathcal{I}_0}$$

$$\Delta v = \int_0^h \frac{[R(h-x) + N - N(h-x) - N] (h-x) dx}{\mathcal{E} \mathcal{I}}$$

$$+ \frac{(Rh + N - N(h-x) - N) h}{\eta \mathcal{I}_0}$$

$$\Delta \varphi = \int_0^h \frac{[R(h-x) + N] dx}{\mathcal{E} \mathcal{I}} - \int_0^h \frac{[N(h-x) + N] dx}{\mathcal{E} \mathcal{I}} \quad (81)$$

$$+ \frac{Rh + N - N(h-x) - N}{\eta \mathcal{I}_0}$$

$$\Delta v' = \int_0^{h'} \frac{[R(h-x) + N] (h-x) dx}{\mathcal{E} \mathcal{I}}$$

$$- \int_0^{h'} \frac{[N(h-x) + N] (h-x) dx}{\mathcal{E} \mathcal{I}}$$

$$+ \frac{(Rh + N - N(h-x) - N) h}{\eta \mathcal{I}_0}$$

Für ein unveränderliches Trägheitsmoment  $\mathcal{I}$  oder für einen entsprechenden Mittelwerth gehen vorstehende Gleichungen über in

$$\Delta \psi = \frac{R(h^2 - \frac{h^2}{2}) + Nh - \frac{Nh^2}{2} - Nh}{\mathcal{E} \mathcal{I}}$$

$$+ \frac{Rh + N - N(h-x) - N}{\eta \mathcal{I}_0}$$

$$\Delta v = \frac{R(\frac{h^2}{2} - \frac{h^2}{6}) + \frac{Nh^2}{2} - \frac{Nh^3}{3} - \frac{Nh^2}{2}}{\mathcal{E} \mathcal{I}}$$

$$+ \frac{(Rh + N - N(h-x) - N) h}{\eta \mathcal{I}_0}$$

$$\Delta \varphi = \frac{\frac{Rh^2}{2} + Nh - \frac{Nh^2}{2} - Nh}{\mathcal{E} \mathcal{I}} + \frac{Rh + N - N(h-x) - N}{\eta \mathcal{I}_0}$$

$$\Delta v' = \frac{\frac{Rh^2}{3} + \frac{Nh^2}{2} - N(\frac{h^2}{2} - \frac{h^2}{6}) - \frac{N(h^2 - h^2)}{2}}{\mathcal{E} \mathcal{I}}$$

$$+ \frac{(Rh + N - N(h-x) - N) h}{\eta \mathcal{I}_0}$$

Das Gleichgewicht der am  $r$ . Pfeiler angreifenden Kräfte verlangt

$$\left. \begin{aligned} R_r &= \mathcal{H}_{r-1} \\ N_r &= \mathcal{M}'_{r-1} - C_{r-1} \cdot e_{r-1} \\ \mathcal{R}_r &= \mathcal{H}_r \\ \mathcal{N}_r &= \mathcal{M}'_r - C_r \cdot e_r \end{aligned} \right\} \dots \quad (83)$$

Die Bogenschübe  $\mathcal{H}$  und Eisenspannungsmomente  $\mathcal{M}'$  und  $\mathcal{M}''$  lassen sich mit Hilfe der Gleichungen (50<sup>b</sup>) durch die Verschiebungen  $\Delta v$  bzw.  $\Delta v'$  und die Tangentenwinkel  $\Delta \varphi$  bzw.  $\Delta \psi$  ausdrücken; das Gleiche ist mit Hilfe der Gleichungen (81) bzw. (82) bezüglich der Größen  $R, N, \mathcal{H}, \mathcal{H}'$  der Fall. Die Gleichungen (83) enthalten sodann nur noch Formänderungsgrößen  $\Delta \varphi, \Delta \psi, \Delta v, \Delta v'$  als Unbekannte und bilden die Grundgleichungen zur Lösung der Aufgabe. Sie lassen sich so oft mal aufstellen, als Pfeiler vorhanden, und reichen daher zur Bestimmung der in gleicher Zahl vorhandenen Unbekannten aus.

2. Zugstangen und Spanngurten.

Die schädlichen Einwirkungen, die bei Belastung einzelner Öffnungen infolge der Nachgiebigkeit der Pfeiler eintreten,

können ganz oder theilweise durch die Anordnung von Zugstangen oder von Spanngurten aufgehoben werden.

Zugstangen werden insbesondere bei eisernen Bögen, die über die Fahrbahn emporragen, ausgeführt, in Verbindung mit einer freien Auflagerung des Eisenwerkes. Man erhält Bögen mit aufgehobenem Schub, die wie Balkenträger nur lothrechte Drücke bei lothrechter Belastung auf die Pfeiler ausüben. Die Pfeiler können dementsprechend ebenso schlank wie die gewöhnlicher Balkenbrücken gehalten werden.

Eine Entlastung der Zugstangen auf Kosten der Endpfeiler kann dadurch erzielt werden, daß man je zwei zusammenstoßende Bogenfüße gemeinsam auf Rollen lagert. Die als gleich angenommenen Bogenschübe der Eigenlast heben sich an allen Zwischenpfeilern auf und kommen nur auf die Endpfeiler zur Wirkung. Die Zugstangen haben nur die von der Verkehrslast herrührenden Bogenschübe aufzunehmen. Unter bestimmten Verhältnissen, wenn die Endpfeiler niedrig und auf Fels gegründet, die Preise für Mauerwerk niedrig und die für Eisenwerk hoch sind, und wenn das Eigengewicht verhältnißmäßig groß ist, kann die angegebene Bauweise vor der üblichen Vorzug verdienen.

Bei eisernen Bogenträgern mit obenliegender Fahrbahn, sowie bei Gewölben kommen Zugstangen für Brückenbauten vornehmlich aus ästhetischen Gründen wohl kaum in Betracht. Sie werden höchstens in Nothfällen zur Ausführung gelangen, wenn sich die Pfeiler nachträglich zu schwach erwiesen haben, ein vollständiger Neubau z. Z. nicht angängig ist und die Anordnung von Spanngurten nicht zweckmäßig erscheint.

Spanngurten sind Steinbalken, die meist in Kämpferhöhe von Pfeiler zu Pfeiler bis zu den Endpfeilern reichen und durch besondere oder mit ihnen unmittelbar zusammenhängende Gewölbe getragen werden (Abb. 22). Sie halten bei



Abb. 22.

angemessener Ausführung durch ihren Druck-, Zug- und Biegungswiderstand die Verschiebungen und Drehungen der Pfeilerköpfe in praktisch unschädlichen Grenzen, sodaß sich die einzelnen Gewölbe der Bogenreihe fast vollkommen wie Gewölbe zwischen starren Pfeilern verhalten.

Bei Dreigelenkbogen wird der Schub der belasteten Öffnung ( $= vH$ ) theils durch den Zugwiderstand des eigenen Spanngurtes aufgehoben, theils durch den Druckwiderstand der benachbarten Spanngurten auf die starren Endpfeiler übertragen. Der erste Theil beträgt

$$vH_1 = vH \frac{(n-1)\eta}{1+(n-1)\eta}, \text{ der zweite } vH_2 = \frac{vH}{1+(n-1)\eta} \quad (84)$$

wo  $\eta = E'' : E'$  gleich dem Verhältniß der Elastizitätsziffern für Zug und für Druck. Für

$$E' = E'' \text{ wird } \eta = 1, vH_1 = vH \frac{n-1}{n}, vH_2 = \frac{vH}{n}$$





der als Rector der Technischen Hochschule erschienen war, feierte den Vorstand des Vereins. Prof. Wallé liess die glücklichen Sieger des Wettbewerbs leben, und im Namen dieser gedachte der stud. Beuister in Dankbarkeit des Beurteilungsausschusses. Der vom Regierungs-Baumeister Bühring hübsch gezeichnete Liederumschlag fand wohlverdienten Beifall. Zu später Stunde dankte der Vorsitzende noch in launigen Worten dem Festausschuss und insbesondere dessen Vorsitzenden Regierungs-Baumeister Haesler für sein selbstloses Wirken, der wieder einmal bestens dafür Sorge getragen, das alles einwandfrei „geklappt“ hat. W. K.

**Die Preisaufgabe der Schlichting-Stiftung für 1901** („Welche Größe und welche Bauart ist mit Rücksicht auf die zweckmäßigste Bewältigung des Güterverkehrs den Schiffen zu geben, die auf dem in Aussicht genommenen Großschiffahrtswege die Verbindung zwischen Berlin und Stettin zu unterhalten haben?“ vgl. S. 376 des Jahrg. 1900 d. Bl.) hat vier Bearbeitungen gefunden. Nach dem Urtheil der Preisrichter konnte der erste Preis keiner von diesen ertheilt werden. Dagegen wurde je ein Preis von 400 Mark der Arbeit des Candidaten der Schiffbautechnik E. Keil in Charlottenburg und der gemeinsamen Arbeit der Herren Richard Blümke u. Franz Peters in Mannheim zuerkannt.

**Ein Preisausschreiben zur Erlangung von Entwürfen für ein Stiftsgebäude nebst Küchen- und Gärtnerhaus der Elly Hölderhoff-Böcking-Stiftung in Honnef** wird unter deutschen Architekten mit Frist bis zum 1. Juli d. J. ausgeschrieben. Ein erster Preis von 2000 Mark, ein zweiter Preis von 1500 Mark und ein dritter Preis von 1000 Mark sind ausgesetzt. Außerdem bleibt vorbehalten, weitere Entwürfe zu je 500 Mark anzukaufen. Dem aus zehn Mitgliedern bestehenden Preisgericht gehören als Techniker an: Königlicher Bau- rath Schultze, Stadtbaurath a. D. v. Noël, Regierungs-Baumeister Thoma und Landesbauinspector Weyland, sämtlich in Bonn. Das Programm für den Wettbewerb kann unentgeltlich bezogen werden von dem Secretariat der Königlichen Rheinischen Friedrich-Wilhelms-Universität in Bonn.

**Wassermischvorrichtung für Badezwecke**, mit Glockenventil zum gleichzeitigen Abschluß der Heiß- und Kaltwasserleitung. D. R.-G.-M. Nr. 156 176

(Kl. 85f vom 3. Juni 1901). Bayerische Metallindustrie München, Tobias Forster u. Co., München.

Abb. 1 zeigt einen Schnitt, Abb. 2 den Grundriß des Misch- hahnes. Neu soll daran sein, daß das von *w* kommende heiße Wasser beim Anheben des Ventils *a* durch die feinen Löcher *b* des glocken- artigen Mittelkolbens in das kalte von *k* kommende Wasser hinein- spritzt und sich so in vollkommener Weise mit dem kalten Wasser mischt. Weiter wird mit dieser Einrichtung bezweckt, daß stets das kalte Wasser zuerst austritt, um ein Ver- brennen der Baden- den, z. B. beim Brau- sen zu verhüten. Eine

Feder *e* (Abb. 1 u. 2) in Verbindung mit einem Zeiger *d* gestattet, genau einzustellen; *e* = zu, *f* = kalt, *g* = gemischt und *h* = warm. Bei *g* (Abb. 2) fließt das gemischte Wasser aus.

**Wassermischvorrichtung für Badezwecke** mit nach unten kegel- förmig zugespitztem Kolbenventil zum gleich- zeitigen Abschluß der Heiß- und Kaltwasser- leitung. D. R.-G.-M. Nr. 156 175 (Kl. 85f vom 3. Juni 1901). Bayerische Metallindustrie München, Tobias Forster u. Co., München. — Diese Ein- richtung unterscheidet sich von der vorigen nur durch den Kegel *a*, der die vorstehend an gleicher Stelle angeordnete durchlöcher- te Glocke ersetzen soll, damit auch diese Art der Ausführung geschützt bleibt.

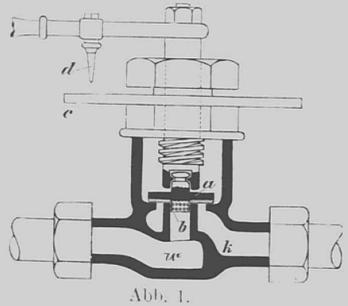


Abb. 1.

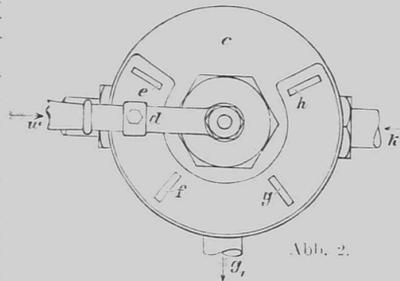


Abb. 2.



### Bücherschau.

**Le Origini della Architettura Lombarda e delle sue principali derivazioni nei paesi d'Olt' alpe.** G. T. Rivoira. In due volumi. Rom 1901. Loescher u. Co. Vol. I di XVI—370 pagine con 6 tavole fuori testo e 464 incisioni. Preis 35 Lire.

Rivoira hat sich in diesem großartigen Werk die Aufgabe gestellt, vermittelt genauesten Vergleichens, bis selbst in die kleinsten Einzelheiten, der Hauptbauten, Licht zu bringen in eine Zeit, welche, vom Niedergang des weströmischen Kaiserreiches bis zur vollen Entwicklung des lombardischen Baustils zum großen Theil noch mit einem dichten Schleier bedeckt ist, und die Methode anzugeben, welche anzunehmen wäre, um die sich während dieser Zeit entwickelnden verschiedenen Architekturen zu studiren. — Keine geschichtliche Kritik, keine wissenschaftlichen Streitfragen, dafür aber das im durchgehendsten Maß angewandte vergleichende Studium aller derjenigen Elemente, aus welchen die sich gegenüberstehenden Baustile jener Zeit zusammengesetzt sind und vermittelt welcher sie auch wieder in Verbindung zu einander treten und auf einander einwirken.

Die vorliegende Arbeit ist die Frucht eines zehnjährigen ernsten, tiefen und genauen Forschens, während welcher Zeit Verfasser ungefähr 3000 Bauten des Morgen- und Abendlandes an Ort und Stelle studirt hat, und zeichnet sich sowohl durch Kühnheit der Beweisführung als durch die streng wissenschaftliche Form aus. Die Hauptpunkte sollen nun in großen Zügen wiedergegeben werden.

Der byzantinische Baustil, welcher freilich auch schon von anderen Seiten in den letzten Jahren eine Einschränkung des ihm früher eingeräumten überwiegenden Einflusses auf das Abendland erfahren, hat vor einem römisch-ravennatischen zurückzutreten, welcher seinen Anfang mit der Erhebung Ravennas zum Kaisersitz genommen, bis zum Fall des Exarchats geblüht und sich bis auf die östliche Küste des Adriatischen Meeres ausdehnt. — Damit wird das Entstehen zweier der wichtigsten Cultstätten dieser Zeit, San Vitale in Ravenna und Santa Sofia in Constantinopel in ein ganz anderes Licht gerückt, indem erstere dem heimischen Boden, letztere dem Einfluß altrömischer Kunst in Macedonien entstammt. — Dagegen ist die Bildhauerkunst theilweise das Ergebnis griechischer Künstler, die sich aber bald dem durch die Ravennaten vertretenen Nationalgeschmack anbequemt.

Der Beweis dafür führt zu einem gründlichen Studium dieser Capitele, Gewölbewürfel und Flächendecoration, nicht nur ihrer Composition, sondern auch was die technische Ausführung anbelangt, und bringt neue Aufschlüsse über die in ihnen entwickelten Formen, in welchen Verfasser unter anderen auch etruskische Elemente entdeckt. Als endlich mit der Aufrichtung des Longobardenreiches die langentbehrte Ruhe in Norditalien wieder eingekehrt war, entwickelte sich hier die Kunst der Komasken.

Ihr ist die schwere Aufgabe zugefallen, einen ganz neuen Baustil zu schaffen, mit welcher wir sie, immer tastend und suchend, bis zum Untergange des Reiches im achten Jahrhundert, beschäftigt finden und welchen Rivoira den pre-lombardischen nennt. Zur Einführung in denselben untersucht er genau die Anlagen von S. Eusebio in Pavia, S. Martino in Arlano bei Lucca, S. Pietro in Toscanella (diesem architektonischen Zankapfel) und S. Salvatore in Brescia. — Was hingegen die Ornamentik der Komasken anbelangt, so wetteifert sie alsbald mit den anderen beiden.

In den folgenden Capiteln bespricht R. die Verlegung des griechischen Exarchats nach Dalmatien und die ravennatischen Bauten in der neuen Hauptstadt Zara, sowie diejenigen Karls des Großen im Frankenreiche, die Cappella Palatina in Aachen, S. Germigny des Prés.

Das Schlußcapitel beleuchtet die weitere Entwicklung der pre-lombardischen Baukunst, welche unter dem Eindruck des Wiedererwachens des Nationalgefühls und in Verbindung mit der ravennatischen und altrömischen die sie bis dahin hemmende Fessel der Beugung unter dem Einfluß eines fremden Volkes abwirft, sich als lombardische entwickelt, um dann im 11. Jahrhundert die Alpen zu überschreiten und der wir dann den Namen der romanischen gegeben.

Hier bringt Rivoira ausführlichen Stoff mit einer Fülle neuer, überraschender Beweise über den Ursprung des lombardischen Kuppelbaues und die Entwicklung seiner Rundbögen und Zwickel und zeigt die allmähliche Entwicklung der Gewölbebasilica in einer fortlaufenden ununterbrochenen Reihenfolge von Monumenten, bis dieselbe in reicher Durchgliederung und vollkommen klarer, wohldurchdachter Anlage endlich das Musterbild der lombardischen Kirchenbaukunst schafft.

Rivoira beschäftigt sich jetzt mit den Vorarbeiten zum zweiten Bande, in welchem er, aber erst nach einigen Jahren weiteren Studiums und Reisen, auf eine vollständig neue Art den Ursprung jener Architekturen, aus welcher sich der Spitzbogenstil jenseit der Alpen entwickelt hat, erklären wird. Fritz Brunswick, Rom.



030470021

N11< 17263820 090

UB Karlsruhe