

stattfinden, so werden die einzelnen Stäbe bei der Durchbiegung verbogen und erleiden hiebei zusätzliche Spannungen. Eine genaue Ermittlung dieser Spannungen bietet grosse Schwierigkeiten und ist auch bei der Unsicherheit der Rechnungsgrundlagen von relativ geringem Werthe. Wir beschränken uns darauf, unter vereinfachenden Voraussetzungen Näherungswerthe abzuleiten, welche durch ihre einfache Form auch in die Praxis Eingang finden können.

Bezüglich der Gurtungen nehmen wir an, dieselben ruhten als continuirliche Träger auf ihren Knotenpunkten als Stützpunkten, indem wir den Einfluss der Wandstäbe auf die Biegemomente vernachlässigen. Unter dieser Voraussetzung kann die Aufgabe vollständig gelöst werden, da ja die Lage der Knotenpunkte nach der Durchbiegung bekannt ist. Da aber dieses genauere Verfahren für die Praxis viel zu umständlich ist, so machen wir ferner die Annahmen, die Gurtstabsparungen seien für die ausschliesslich in Betracht kommende totale Belastung gleich gross (= k), sowie die Gurtungen seien einander parallel, und übertragen sodann die gewonnenen Resultate auch auf Träger mit gekrümmten Gurten.

Für diese Annahme ist die Aenderung eines beliebigen Knotenpunktswinkels nach Gleichung 7)

$$dW = \frac{2kU}{EH}$$

und die des mittleren Knotenpunktswinkels nach Gleich. 12)

$$dW_1 = \frac{2k}{EHU} (D^2 + U^2 + H^2) = \frac{4k}{E} \left( \frac{U}{H} + \frac{H}{U} \right)$$

Die Knotenpunkte liegen daher auf 2 Kreisbögen, die sich in Trägermitte unter einem Winkel = dW<sub>1</sub> - dW =  $\frac{2kH}{EU} + \frac{4kH}{EU}$  schneiden.

Der Kreisradius ist  $r = \frac{U}{dW} = \frac{Eh}{2k}$  wie beim massiven Träger gleichen Widerstands.

Annähernd lässt sich nun annehmen, die Gurtung krümme sich, die mittlere Partie ausgenommen, nach diesem Radius; für die äusserste Faser des Gurtquerschnitts, welche um e von der Schwerpunktsachse entfernt sei, ergibt sich dann eine zusätzliche Spannung:

$$z = \frac{Ee}{r} = \frac{2ke}{H}$$

woraus

$$\frac{Z}{K} = \frac{2e}{H}, \quad \frac{Z+K}{K} = \frac{H+2e}{H}, \quad \text{wo } Z+K = \text{totale Spannung,}$$

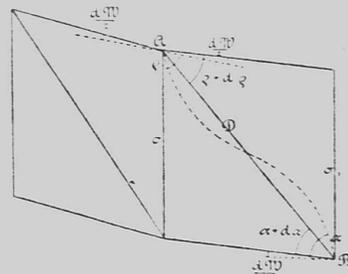
H + 2e = totale Trägerhöhe d. h. die totale Spannung der äussersten Gurtfaser wird in Folge der Durchbiegung im Verhältniss der totalen Trägerhöhe zur theoretischen Trägerhöhe vergrössert. Diese einfache Regel findet sich zwar vielfach von Brückenconstructuren angewendet, scheint aber noch keinen allgemeinen Eingang gefunden zu haben.

Für den mittleren Knotenpunkt wird die zusätzliche Spannung wegen des scharfen Winkels daselbst wesentlich vergrössert. Ausgeführte Rechnungen zeigten, dass in diesem Falle die zusätzliche Spannung im Mittel etwa 2 1/2 mal so gross wie im vorhergehenden angenommen werden darf. Aehn-

liche Verhältnisse finden bei ungleichmässiger Belastung jeweils an jenem Knotenpunkte statt, bei welchem die Verticalkraft durch Null geht und die Zugdiagonalen ihre Richtung ändern.

Für die Bestimmung der zusätzlichen Spannungen in den Wandstäben gehen wir ebenfalls vom Parallelträger aus. In Fig. 6 sind die Verbindungslinien der Knotenpunkte scharf ausgezogen, die deformirten Stabmittellinien, soweit nöthig, punctirt. Es wird angenommen, die Deformation des Knotenpunktswinkels (= dW) vertheile sich gleichmässig auf die 2 benachbarten Fächer, wie in Fig. 6 angedeutet.

Fig. 6.



Aus Gleichung 7) folgt für  $s = s_1, \sigma_1 = \sigma, v_1 = \omega = \frac{k}{E}$ , wo k = Gurtspannung:

$$dW = \frac{2kU}{EH}$$

aus Gleichung 2):

$$d\alpha = -\frac{H}{UE} (k_1 + k_2) \quad \text{für } \sigma = -\frac{k_1}{E}, s = \frac{k_2}{E};$$

Aehnlich erhält man  $d\rho = -\frac{H}{UE} (k_1 + k_2)$ .

Die Winkel, welche die deformirte Mittellinie der Diagonalen D an den Punkten A und B mit der Linie AB einschliesst, sind nun:

$$\varphi = \rho + \frac{dW}{2} - \rho - d\rho = \frac{dW}{2} - d\rho = \frac{kU}{EH} + \frac{H}{UE} (k_1 + k_2),$$

$$\psi = \alpha - \frac{dW}{2} - \alpha - d\alpha = -\frac{dW}{2} - d\alpha = -\frac{kU}{EH} + \frac{H}{UE} (k_1 + k_2).$$

Die Biegemomente in den Punkten A und B sind nach Grashof (Festigkeitslehre S. 51):

$$M_1 = \frac{2EJ}{D} (2\varphi + \psi) = \frac{2J}{D} \left( k \frac{U}{H} + 3(k_1 + k_2) \frac{H}{U} \right),$$

wenn J = Trägheitsmoment der Diagonalen.

$$M_2 = \frac{2EJ}{D} (-\varphi - 2\psi) = -\frac{2J}{D} \left( -k \frac{U}{H} + 3(k_1 + k_2) \frac{H}{U} \right).$$

Von diesen beiden Momenten ist M<sub>1</sub> absolut genommen das grössere; die von demselben in der äussersten Faser (welche um e von der Schwerpunktsachse absteht) erzeugte zusätzliche Spannung ist sodann:

$$Z = \frac{M_1 e}{J} = \frac{2e}{D} \left( k \frac{U}{H} + 3(k_1 + k_2) \frac{H}{U} \right).$$

Setzt man die Spannungen für Gurten und Diagonalen einander

gleich, diejenigen für die Verticalen  $\frac{2}{3}$  so gross, also  $k_1 = k$ ,

$k_1 = \frac{2}{3} k$ , so erhält man:

$$\frac{Z}{k} = 2 \frac{e}{D} \left( \frac{U}{H} + 5 \frac{H}{U} \right).$$

Gewöhnlich sind U und H nicht wesentlich verschieden; es ist dann:

$$\frac{Z}{k} = 12 \frac{e}{D}$$

und für symmetrischen Querschnitt, wo 2e = Breite b:

$$\frac{Z}{k} = 6 \frac{b}{D},$$

d. h. „bei einer Neigung der Diagonalen von ca. 45° ist das Verhältniss der zusätzlichen Spannung zur Systemspannung gleich dem 6fachen Verhältniss der Stabbreite zur Stablänge.“

Bei Entwicklung dieser Regel war stillschweigend vorausgesetzt, dass das Trägheitsmoment der Diagonalen gegen das der Gurtung zu vernachlässigen sei, wie das bei Parallelträgern in Trägermitte, bei Parabelträgern allenthalben annähernd der Fall ist. Bei Parallelträgern in der Nähe der Auflager, wo die Gurtquerschnitte ihr Minimum, die Diagonalquerschnitte ihr Maximum erreichen, sind jedoch die Diagonalen stark genug, um die Gurten etwas auszubiegen, wodurch die Winkel ρ u. ψ verringert werden. Diese Verringerung dürfte unter günstigen Verhältnissen etwa ein Drittel betragen, so dass hierfür:

$$\frac{Z}{k} = \frac{4b}{D}$$

zu setzen wäre.

In ähnlicher Weise erhält man für die Verticalen als Grenzwerte der zusätzlichen Spannung:

$$Z = \frac{2e}{H} \left( k \frac{U}{H} + 3(k_1 + k_2) \frac{H}{U} \right)$$

$$\text{und } Z = \frac{4}{3} \frac{e}{H} \left( k \frac{U}{H} + 3(k_1 + k_2) \frac{H}{U} \right).$$

Setzt man hier ebenfalls  $U = H, 2e = b, k = k_2 = \frac{3k_1}{2}$ , wo  $k_1$  = Systemspannung der Verticalen, k und  $k_2$  diejenige der Gurten und Diagonalen, so ergibt sich schliesslich:  $\frac{Z}{k_1} = 9 \frac{b}{H}$  beziehungsweise  $\frac{Z}{k_1} = 6 \frac{b}{H}$ .

Zu diesen bei Belastungen auftretenden zusätzlichen Spannungen kommen noch die durch ungleiche Erwärmung des Trägers verursachten hinzu. Beträgt die Temperaturdifferenz beider Gurtungen t Grad, und nimmt man an, die Temperatur der Wandstäbe liege in der Mitte zwischen denjenigen der beiden Gurtungen, so erhält man auf gleichem Wege wie oben für die zusätzlichen Spannungen:

bei den Gurtungen  $z = E \alpha t \frac{e}{H}$ ,

„ „ Diagonalen  $z = E \alpha t \frac{e}{D}$ ,

„ „ Verticalen  $z = E \alpha t \frac{e}{H}$ ;

α bezeichnet hiebei den Wärmeausdehnungscoefficient pro 1 Grad.

Diese Werthe von z sind den oben berechneten zuzuzählen oder abzuziehen, je nachdem sich der Träger nach unten oder nach oben krümmt, d. h. je nachdem die untere Gurtung die wärmere ist oder umgekehrt. Die grössere Wärme einer der directen Sonnenbestrahlung ausgesetzten Gurtung gegenüber einer durch Gedeck geschützten kann im Mittel zu 20° C angenommen werden; der Werth von Eαt ergibt hiebei zu rund 500. Ueber die Temperaturerniedrigung einer frei liegenden Gurtung in hellen kalten Nächten gegenüber einer gedeckten sind Unterzeichnetem keine Daten bekannt, doch dürfte dieselbe ziemlich geringer als die vorgenannte anzunehmen sein. —

Aus Vorstehendem ist ersichtlich, dass die zusätzlichen Biegespannungen der Wandstäbe proportional der Stabbreite zunehmen, und letztere demnach nicht grösser als absolut erforderlich gewählt werden sollte.

Die Grösse dieser zusätzlichen Spannungen der Wandstäbe ist namentlich bei Parallelträgern so beträchtlich, dass eine Berücksichtigung derselben bei der Dimensionierung geboten erscheint, besonders aber dann, wenn Dies auch bezüglich der Gurtstäbe geschieht.

Bei der bisher üblichen Dimensionierung der genieteten Fachwerkträger zeigt sich Blechträgern gegenüber eine erhebliche Mehrbeanspruchung. Hält man aber die bestehenden Fachwerkbrücken im Grossen und Ganzen für ausreichend sicher construirt, so folgt hieraus, dass bei Blechträgern eine weit grössere Beanspruchung als die gewöhnlich in Rechnung geführte zulässig erscheint. Thatsächlich findet man auch auf älteren Bahnstrecken manchen Blechträger und Barrenträger mit Beanspruchungen über 1000 kg pro qcm, dessen vollständige Sicherheit durch jahrelange Erfahrung hinlänglich erwiesen ist, während das Auftreten gleicher rechnermässiger Beanspruchung bei Fachwerkträgern jeden Bahningenieur zur Auswechslung der betreffenden Construction veranlassen würde.

Mit Rücksicht auf diese Umstände dürfte es angemessen sein, im Allgemeinen eine Erhöhung der Anstrengungscoefficienten für reinen Zug oder Druck zuzulassen, dafür aber bei genieteten Fachwerkträgern den zusätzlichen Spannungen noch besonders Rechnung zu tragen.

Carlsruhe, im März 1879.

Fr. Engesser.

## Bauausführung der sieben Tunnels im Pegnitzthale auf k. Bayer. Staatsbahnstrecke von Nürnberg nach Kirchenlaibach.

Vom k. Sectionsingenieur G. Henrich in Neuhaus.

(Mit Zeichnungen auf Bl. 35.)

### Allgemeine Uebersicht.

Auf der im Jahre 1877 eröffneten Staatsbahnlinie Nürnberg-Kirchenlaibach mussten in Folge der scharfen Windungen des Pegnitzthales zwischen den Stationen Vorra und Neuhaus bei einem Minimal-Radius der Bahn von 600 m sieben dazwischen gelegene Bergausläufe und Felsvorköpfe mit den sieben nachfolgend verzeichneten Tunnels durchbrochen werden, nämlich:

1. Tunnel durch den Vogelherd, 256 m lang, mit gerader Achse.
2. Tunnel durch die Platte, 268 m lang, in einer Curve von 750 m.
3. Tunnel durch den Rothenfels, 218 m lang, mit gerader Achse.
4. Tunnel durch die Hufstätte, 80 m lang, mit gerader Achse.
5. Tunnel durch die Sonnenburg, 190 m lang, mit gerader Achse.
6. Tunnel durch den Gotthardsberg, 318 m lang, mit gerader Achse.
7. Tunnel durch den Haidenhübel, 170 m lang, auf 78,23 m Länge, mit gerader Achse, das Ende in einer Curve von 700 m Radius.

Die ersten 6 Tunnels liegen in einer Steigung von 1:300 und letzterer in einer solchen von 1:400. Die horizontale und verticale Projection dieser Bahnstrecke ist aus Längennivellement und Situation Blatt 35 ersichtlich.

Die Bahnstrecke, welche unterhalb Artelshofen wesentlich durch den blauen Mergel, den Brauneisensandstein und den Oolithenkalk des braunen Jura geht, durchbricht mit den zwei untern Tunnels die Grenzlinie des braunen und weissen Jura und den darüber gelagerten Mergel und Jurakalk des weissen Jura, um etwa in der Mitte des Tunnels durch die Platte ganz in den weissen Jurakalk einzutreten.

Oberhalb der Station Rupprechtstegen tritt die Bahnlinie in das nächst höhere Formationsglied, in den in einer Mächtigkeit bis zu 70 m zu Tage stehenden, hier die obere Schicht des weissen Jura bildenden Felsdolomit ein. — Durch denselben gehen die fünf oberen Tunnels.

Oberhalb Hammerschrott mündet die Bahn in die Tertiärformation ein, schneidet jedoch in den oberhalb Fischstein gelegenen Einschnitten den Dolomit wieder an.

In Bezug auf die erwähnte geognostische Lage und Verschiedenheit des Materials trennen sich die Ausführungsarbeiten bei den sieben Tunnels in zwei Hauptgruppen:

A) In die erste Hauptgruppe mit den Tunnels durch den Vogelherd und durch die Platte;

B) in die zweite Gruppe mit den übrigen fünf Tunnels.

Die Ausführungsarbeiten der ersten Gruppe sind charakteristisch durch den Durchbruch des Ornatenthons. — Derselbe als wasserhaltendes Material hatte durch den nicht unbedeutenden Quell- und Wasserreichtum besonders im Stollen am Vogelherd eine wesentliche Erschwerung der Auszimmerungsarbeiten auf der Sohlänge im Ornatenthon, die Anwendung von mit Sohlgewölben versehenen Profilen und umfassenden Entwässerungsanlagen des Gewölbrückens zur Folge.

Die zweite Gruppe Tunnels, charakteristisch durch die Arbeiten im Dolomitzfelsen, gebot erschwerte Bohrarbeiten, die mit Handbohrern und beim Tunnel durch den Gotthardsberg theilweise mit Bohrmaschinen ausgeführt wurden. — Die Auswölbung konnte in Folge des festen Dolomitgebirges beim Tunnel durch die Sonnenburg ganz, beim Tunnel durch den Gotthardsberg theilweise auf 100 m Länge entbehrt werden.

Was die Wahl des Bausystems anbelangt, so wurde der Bau sämtlicher Tunnels nach englischem System mit Sohlentollen und Firststollen betrieben, wie dasselbe in den Mittheilungen des Verfassers über den Tunnel durch den Esslingerberg auf der Altmühl-Bahn in der Zeitschr. des bayer. Arch.-u. Ing.-Ver., Jahrg. 1869 S. 70 näher beschrieben und dargestellt ist.

In nachfolgender Abhandlung soll nun von den zwei durch die geognostische Gebirgsbeschaffenheit wesentlich verschiedenen Tunnelgruppen je ein Tunnel ausführlicher beschrieben werden.

### A) Erste Gruppe.

1) Tunnel durch den Vogelherd, 256 m lang.

Schon die Voruntersuchungen liessen in Folge der am südlichen Abhänge des Berges zu Tage tretenden Quellen den grossen Wasserreichtum im Tunnel vorausschliessen; es musste jedoch von einer Verlegung der Trage durch seitliches Hinauschieben der Bahnlinie an das Pegnitz-Gehänge und dadurch bewirkter Verkürzung oder Wegfall des Tunnels abgesehen werden, da dieselbe die Anlage eines weiteren Tunnels bei Enzendorf und eine bedeutende Verlängerung des Tunnels bei Harnbach und damit verknüpfte Mehrkosten zur Folge gehabt hätte.

Bei den zwei Tunnels der ersten Gruppe kamen für das eigentliche Tunnelrohr sämtliche fünf Normalprofile zur Anwendung; hier speciell wurden nach Profil D 200 lfd. m und nach E 44 lfd. m mit Sohlgewölben zur Ausführung gebracht.

In der Mitte der linkseitigen Wand des Tunnels ist eine Nische von 3,0 m lichter Weite, 2,95 m lichter Höhe und 1,5 m

Inhalt: Die Ausgrabungen von Olympia. — Von der Gewerbe-Anstellung zu Berlin. (Fortsetzung) — Die Projekte zur Herstellung einer festen Verbindung zwischen Frankreich und England auf der vorjährigen Pariser Ausstellung. (Fort-

setzung) — Belastungs-Äquivalente bei Eisenbahn-Bogenbrücken. — Mittheilungen aus Vereinen: Architekten-Verein zu Berlin. — Vermischtes: Statistik mittlerer technischer Lehranstalten. — Aus der Fachliteratur.

## Die Ausgrabungen von Olympia.

Von F. Adler.

(Hierzu der Situations-Plan auf S. 321.)



ehre Jahre sind vergangen, seitdem ich über das oben genannte Reichs-Unternehmen in den Sitzungen des Berliner Architekten-Vereins sowie in dieser Zeitschrift (Jahrg. 1876: 2, 14, 43 u. 124; Jahrg. 1877: 101 ff.) einige vorläufige Mittheilungen gab. Dank der fortdauernden Theilnahme und Munificenz der Reichs-Behörden wie des Reichstages haben die Arbeiten — von den nothwendigen Sommerpausen abgesehen — ihren ungestörten Fortgang genommen. Vier Arbeits-Perioden, ebenso reich an Freuden und Genuss wie an Entbehrung und Mühe — mühevoll namentlich für die am Platze beschäftigten Männer der Technik und Wissenschaft — liegen hinter uns.

Nur ein bescheidener Bruchtheil der gewonnenen Resultate ist dem größeren Publikum bisher bekannt geworden. Einerseits durch die öffentliche Ausstellung der nach den wichtigsten Funden gemachten Gipsabgüsse im Campo Santo zu Berlin, andererseits durch die Publikation des aus drei Folio-Bänden bestehenden Werkes: Die Ausgrabungen zu Olympia. Uebersicht der Arbeiten und Funde in den Jahren 1875—78 mit 106 Tafeln und 18 Bogen Text. Verlag von E. Wasmuth, Berlin. Die Vorarbeiten zur Herausgabe des vierten Bandes, der 40 Tafeln und ca. 10 Bogen Text umfasst, sind begonnen und der Formen-Aussuss der wichtigsten Funde der letzten Campagne ist, Dank der thatkräftigen Unterstützung der hiesigen General-Direktion der K. Museen, wieder im vollen Gange. Es ist gegründete Hoffnung vorhanden, dass die Olympia-Ausstellung, wesentlich vervollständigt, noch im Spätherbste wieder eröffnet werden und der vierte Band des genannten Prachtwerkes um Neujahr zur Ausgabe gelangen wird.

Von dem ungeheuren Reichthum, welchen die in Olympia gebildeten Museen umschliessen, geben folgende, den sorgfältig geführten Inventarien entnommene Zahlen einen nothdürftigen Begriff. Bis jetzt sind an Alterthümern — allerdings oft in sehr bescheidenen Fragmenten erhalten — gefunden und inventarisirt worden: 1) Skulpturen 1328 Stück; 2) Bronzen 7464 Stück; 3) Inschriften 696 Stück; 4) Münzen 2935 Stück; 5) Terrakotten 2094 Stück; 6) Varia, d. h. Gegenstände aus Glas, Horn, Blei etc., 105 Stück.

Gewiss ein Resultat, vor dem die bald offen, bald verthüllt ausgesprochenen Bedenken, ob ein so kostbares Unternehmen auch lohnen würde, verstummen müssen, zumal wenn man neben jener Quantität auch an die Qualität der Funde sich erinnert. Neben hochhalten Stein- und Bronze-Inschriften werthvollen Inhalts stehen archaische, gegossene wie gehämmerte, Bronzewerke vom ersten Range. An die beiden Giebel-Felder des Zeus-Tempels mit ihren mehr als 40 Kolossal-Figuren, an die Metopen desselben Tempels reihen sich die Giebel- und Fries-Stücke des Schatzhauses der Megarer, sowie der epochemachende Kopf des Hera-Bildes aus dem Heraion und gipfeln, wenn die zahlreichen spätgriechischen und römischen Skulpturwerke vollständig übergangen werden, in Original-Schöpfungen wie der Nike des Paionios und dem Hermes des Praxiteles.

Es werden Jahrzehnde dahin gehen, bevor die Wissenschaft das neu gewonnene Material bewältigt haben wird. Großartige Erweiterungen und wesentliche Vertiefungen auf vielen Gebieten der Alterthums-Wissenschaft stehen sicher bevor; aber Niemand kann heut sagen, beispielsweise für die Kunstgeschichte, wer den Löwenantheil an der reichen Beute dauernd davon tragen wird: ob die Geschichte der griechischen Plastik oder die Geschichte der griechischen Architektur, so sehr ist jede dieser Disziplinen intensiv wie extensiv bereichert worden. Welch eine Fülle von neuen Gesichtspunkten ergibt allein die in den Haupt-Umrissen schon jetzt gelungene Wiedergewinnung des berühmtesten Festplatzes der hellenischen Welt mit seinen Tempeln und Altären, Terrassen und Thoren, Säulen-Hallen und Kampfplätzen, sei es bei Vergleichung mit des Pausanias Beschreibung, sei es bei kritischer Würdigung des Einzelnen. Denn trotz aller Zerstörungen, die Menschenhände und elementare Mächte verübt haben, wird es gelingen, die alte Herrlichkeit, nach welcher sich so viele Dichter und Forscher unseres Volkes gesucht haben, wenigstens im Worte und im Bilde wieder aufzubauen.

Im Anschluss an den so eben erschienenen Band III unseres Olympia-Werkes begnüge ich mich, von den bisherigen topographischen und architektonischen Resultaten eine kurze Uebersicht zu geben und behalte mir die eingehende Rezension einzelner besonders wichtiger Bau-Denkmalen für eine spätere Zeit vor.

### II.

Der dieser Nummer beigefügte Situations-Plan ergibt den Stand der Ausgrabungen am 1. Juni 1878. Mehr zu geben war augenblicklich unmöglich, da der neueste, die Fortschritte der vierten Arbeitsperiode umfassende Plan erst jetzt für die Publikation ins Reine gezeichnet wird. Dem Plane liegt eine trigonometrische Aufnahme zum Grunde, welche Herr Bauführer Dörpfeld 1878 begonnen, aber noch nicht abgeschlossen hat, während alle früheren Situations-Darstellungen mehr oder weniger auf der 1813 angefertigten Triangulation Allason's in Stanhope's Werk: Olympia beruhen.

Der genau orientirte Plan (s. d. Nordlinie dicht unterhalb des Metroon) reicht von der neuen Kladeos-Brücke im Westen bis zu dem sogenannten Oktogonbau, einem am alten Flussbette des Alpheios belegenen Backstein-Gebäude im Südosten. Die größten Entfernungen betragen 925 m Länge und 300 m Tiefe. Das ausgegrabene Terrain ist weis gelassen, während die Abhänge des Kronos-Hügels, die Kladeos-Ufer und die theils als Weingarten, theils als Hütung benutzte Ebene in üblicher Weise charakterisirt worden sind.

Den Mittelpunkt bildet der Zeus-Tempel. Die Erdmassen, welche ihn und seine nächste Umgebung bedeckten, wurden durch die beiden Südgräben entfernt und in dem alten Alpheios-Bette verkarrt. Von diesem Zentrum ausgehend wurden dann in den verschiedenen Campagnen sieben strahlenförmig vertheilte Gräben gezogen, um einerseits nach den Abhängen des Kronos-Hügels vorzudringen, andererseits um die Terrains im Westen und Osten auf ihre banlichen Reste vorläufig zu erforschen. In der ersten Zeit, wo die Kart-Distanzen klein waren, wurde ausschliesslich mit Handkarren gearbeitet. Erst allmählich gelang es, auch den Betrieb mit Pferde-Karren einzuführen. Jetzt wird der letztere in ausgedehntem Masse zur Abräumung aller oberen Erdschichten benutzt, während die mit späteren wie spätesten Ansiedelungsresten wie ein Flechtwerk durchzogenen tieferen Fundschichten aus nahe liegenden Gründen dem Handkarren-Betriebe überlassen bleiben müssen. Alle jene zum größten Theile wahrhaft kläglichen Epigonen-Bauten sind ebenso wie eine wahrscheinlich der früh-byzantinischen Zeit entstammende Befestigungs-Anlage, welche das Südostviertel der Altis umschloss, der besseren Deutlichkeit halber fortgelassen worden. Was von Banlichkeiten zur Darstellung gelangt ist: Tempel, Schatzhäuser, Mauern, Thore, Basen und Wasserleitungen ist zweifellos antiken Ursprunges, wenn auch sehr verschiedenen Epochen des klassischen Alterthums angehörend.

Die äufsere Begrenzung der Altis ist noch nicht überall mit Sicherheit anzugeben. Völlig sicher ist dieselbe im Westen, wo die antike, ansen mit langen Wassertrögen, zum Tränken der Rosse und des Schlachtviehes besetzte Mauer durch zwei Thore, das Westthor im Südwesten und das Nordthor im Nordwesten durchbrochen wird. Auf der Ostseite sind längere Zeit hindurch die im Oktogon-Graben und am Fusse der Schatzhäuser-Terrasse aufgetauchten langen und trefflich konstruirten Fundamente wegen ihrer Lage und Zusammengehörigkeit als Reste der Ostmauer aufgefasst und daher auch in dem vorliegenden Plane so bezeichnet worden. Aber die vierte Campagne hat gelehrt, dass im Osten eine sehr stattliche zweischiffige Säulenhalle, die Halle der Echo genannt, vorhanden war, zu welcher die aufgedeckten Krepisstücke gehört haben. Die Ost-Altismauer muss daher östlich gesucht und durch weitere Grabungen näher fuirt werden. Möglicher Weise bildete die geschlossene Hinterwand der Echohalle zugleich den Ostabschluss des heiligen Bezirks.

Im Norden scheint der am Südwestfusse des Kronion isolirt belegene Hügel (nördlich von Heraion) noch zur Altis gehört zu haben, aber die Lage der Nordmauer bleibt dort noch zweifelhaft, während die Reste der Südmauer durch

die vor wenigen Wochen geschlossenen Grabungen wenigstens auf gewisse Strecken sicher erforscht und eingetragen werden konnten. Gleichzeitig wurde dabei die Thatsache erkundet, dass die beiden starken Mauerreste in dem westlichen der beiden Südgräben nicht der Altis-Südmauer, sondern einer gleichfalls zweischiffigen Stoa angehören, welche schon außerhalb des heiligen Gebietes lag.

An Gebäuden innerhalb der Altis sind bis jetzt bekannt geworden:

1. Drei dorische Peripteral-Tempel. — Der Zeus-Tempel, das Heraion und das Metroon, die letzteren am Fuße des Kronos Hügels, der erstere im Herzen der Altis stehend. In gleichem Materiale — Muschel-Konglomerat — und in nach verwandter Technik erbaut, besitzen alle drei verschiedene Maßstäbe. Der Tempel der Göttermutter ist eine wahre Miniatur-Ausgabe, das Heraion ist mittelgroß zu nennen und das Olympieion gehört — auch aus ästhetischen Gründen — zur ersten Rangklasse der hellenischen Baukunst. Nur der Zeus-Tempel ist, wenn einige späte und halbrohe Reparaturen unberücksichtigt bleiben, ein Stiftungsbau aus der besten Epoche, das Heraion ist mehr Male erneuert worden und das nach einigen Anzeichen wahrscheinlich erst spät erbaute Metroon hat eine rohe Restauration in allen Details entstellt.

2. Dreizehn Schatzhäuser verschiedener Größe aber verwandten Schema's (meist Antentempel), nördlich vom Metroon auf einer Terrasse in langer Flucht nebeneinander und mit den Fronten nach Süden so aufgestellt, dass sie für den in der nächsten Nähe des großen Zeus-Altars anzunehmenden Haupt-Versammlungsplatz des Volkes einen bedeutsamen architektonischen Hintergrund bildeten. Der Angabe des Pausanias entsprechend, liegt das letzte derselben an dem geheimen Eingange zum Stadion, der, im Westen dreifach geschlossen, mit einem Tonnengewölbe in Schmittsteinquadern überdeckt war. Oestlich davon begann das schlicht konstruirte, von aufgeschütteten Erdwällen umgebene olympische Stadion. Dieser berühmteste Wettlauf-Platz der antiken Welt, wie es scheint noch gut erhalten, hart noch der näheren Erforschung. Vor der Schatzhäuser-Terrasse haben sich, gleichfalls die Beschreibung des Pausanias bestätigend, die Basen für die 16 Zeusbilder (Zanes) vorgefunden, welche aus den Bußgeldern solcher Kämpfer errichtet waren, die wissentlich die heiligen Kampfgesetze verletzt hatten.

3. Die Exedra des Herodes Attikus. Sie liegt zwischen dem ersten Schatzhause und dem Heratempel und besteht als eigenartiger Backsteinbau aus zwei Theilen: 1) der hochgestellten halbkuppelförmig überwölbten Nische mit Statuen darin und 2) dem tiefbelegenen langen Trinkbassin mit zwei kreisförmigen Ehrentempeln in den Ecken. Das Ganze ist der monumentale Abschluss einer Wasserversorgungs-Anlage für Olympia, und spiegelt neben einem Zuge loyaler Huldigung für das regierende kaiserliche Haus, das

#### Von der Gewerbe-Ausstellung zu Berlin.

IV. (Fortsetzung.)

Ein Vorwiegen textiler Erzeugnisse erkennen wir auch in der Ausstattung des von F. O. Kuhn und Maler Hübner, in Verbindung mit einer größeren Anzahl von Mitarbeitern ausgestellten Damenzimmers, ohne dass es darum entschieden unter die, vorwiegend der Tapezierkunst anheim fallenden zu zählen wäre. Es geht vielmehr durch die Deckenbehandlung, — deren Maßstab vielleicht ein wenig zu derb gerathen ist — sowie durch die Anordnung der Nische, des Kamins etc. ein durchaus architektonischer Zug, welchem unser Interesse leider durch eine Ueberfülle fesselnden Details fortgesetzt entzogen wird. In der That gehören diese Stickerien auf Sitzmöbeln und spanischen Wänden, meist Wiedererfindungen interessanter alter Nadeltechniken, die an asiatische und russische Vorbilder sich anlehenden rothen Lackmöbel, die Intarsia-Schränke und Tische mit reichem Perlmutter-schmuck zum reizvollsten der Ausstellung. Schade nur, dass wie gesagt das Interesse am Detail die Gesamtwirkung beeinträchtigt. Man kann sich wohl denken, dass eine Dame von künstlerisch geschultem Sammlersinn ihr Heim in solcher Weise ausstattet: dass ein Ausstellungs-Stück von Künstlern in diesem Sinne dirigirt wird, ist einigermassen ungewöhnlich.

Als vollster Gegensatz hierzu im Kreise des Gebräuchlichen, im Durchschnitts-Maastab bürgerlicher Eleganz gehalten sind die beiden kleinen Zimmer von Hörich & Co., als Speise- und Damenzimmer bezeichnet. Es verdient doppelte Anerkennung, dass diese alte, bisher fast ausschließlich mit Massenproduktion beschäftigte Firma hier mit Leistungen von so sicherem, einfach-künstlerischen Effekt auftritt. Das Verdienst ist wohl hauptsächlich dem Zeichner W. Hanau zuzuschreiben, dessen Leistungen sich schon in der Bembé'schen Ausstellung in München bemerk-

lich machten und zu dessen Gewinnung man der hiesigen Firma nur Glück wünschen kann. Mehr noch als das Speisezimmer verdient das Damenzimmer Lob, bei welchem die rothen Dekorationsstoffe mit guter Passemeterie (Ehrenhaus) die goldgelben Tapeten und die im François I. Stil gehaltenen Ebenholz-Möbel mit emailirten Beschlägen sich zu einem gefälligen Effekt abrunden.

Zu denjenigen Einrichtungen, welche der Stoffdekoration einen Haupttheil ihres Reizes verdanken, ist das „Damenzimmer“ von Sputh zu zählen. Die Wandbekleidung und Portieren von einem köstlich damasirten Seidenstoff neben dem rosbraunen Seidenplüsch-Bezug der Möbel alle von Gerson geliefert und von Tapezier Fischer arrangirt, tragen wesentlich zu dem überaus vornehmen Eindruck dieses Zimmers bei; während die mit direkter Elfenbein- und Metall-Einlage geschmückten Möbel von Wenkel und der blauschwarze Marmor-Kamin von A. Schleicher die sichere Hand des einer trefflichen Schule in der Dekorationskunst entstammenden Architekten zeigen. Etwas unruhig wirkt die durch vergoldete Steinapp-Ornamente hergestellte Lisenentheilung der Wände, während die Decke aus Ziegler's Werkstatt wieder die volle Beherrschung des Materials beweist.

Dem Fehler einer allzu bunten Farbestellung ist P. Roetger in seinem ebenfalls „Damenzimmer“ benannten Ausstellungsstück aufs sicherste dadurch aus dem Wege gegangen, dass er sich überhaupt nur auf den Effekt von Schwarz und Kupferroth mit Smaragdgrün als Ergänzungsfarbe, beschränkt hat. Der Eindruck ist ein unbestreitbar ruhiger und vornehmer; namentlich wenn man sich an Stelle der offenbar in der Färbung misrathenen, tiefrothen Tapete eine solche in Kupferroth-Tönen ergänzt. Volles Lob gebührt in dieser Koje den Malerarbeiten von Bodenstern, welche sowohl an der Decke, wie an den Paneelen, die mit größtem Erfolge den Effekt der zum Vergleich herausfordernden Thür von mattem Ebenholz und Kupfer-Einlage durch Farbe nachahmen

lich machen und zu dessen Gewinnung man der hiesigen Firma nur Glück wünschen kann. Mehr noch als das Speisezimmer verdient das Damenzimmer Lob, bei welchem die rothen Dekorationsstoffe mit guter Passemeterie (Ehrenhaus) die goldgelben Tapeten und die im François I. Stil gehaltenen Ebenholz-Möbel mit emailirten Beschlägen sich zu einem gefälligen Effekt abrunden.

Zu denjenigen Einrichtungen, welche der Stoffdekoration einen Haupttheil ihres Reizes verdanken, ist das „Damenzimmer“ von Sputh zu zählen. Die Wandbekleidung und Portieren von einem köstlich damasirten Seidenstoff neben dem rosbraunen Seidenplüsch-Bezug der Möbel alle von Gerson geliefert und von Tapezier Fischer arrangirt, tragen wesentlich zu dem überaus vornehmen Eindruck dieses Zimmers bei; während die mit direkter Elfenbein- und Metall-Einlage geschmückten Möbel von Wenkel und der blauschwarze Marmor-Kamin von A. Schleicher die sichere Hand des einer trefflichen Schule in der Dekorationskunst entstammenden Architekten zeigen. Etwas unruhig wirkt die durch vergoldete Steinapp-Ornamente hergestellte Lisenentheilung der Wände, während die Decke aus Ziegler's Werkstatt wieder die volle Beherrschung des Materials beweist.

Dem Fehler einer allzu bunten Farbestellung ist P. Roetger in seinem ebenfalls „Damenzimmer“ benannten Ausstellungsstück aufs sicherste dadurch aus dem Wege gegangen, dass er sich überhaupt nur auf den Effekt von Schwarz und Kupferroth mit Smaragdgrün als Ergänzungsfarbe, beschränkt hat. Der Eindruck ist ein unbestreitbar ruhiger und vornehmer; namentlich wenn man sich an Stelle der offenbar in der Färbung misrathenen, tiefrothen Tapete eine solche in Kupferroth-Tönen ergänzt. Volles Lob gebührt in dieser Koje den Malerarbeiten von Bodenstern, welche sowohl an der Decke, wie an den Paneelen, die mit größtem Erfolge den Effekt der zum Vergleich herausfordernden Thür von mattem Ebenholz und Kupfer-Einlage durch Farbe nachahmen

lich machen und zu dessen Gewinnung man der hiesigen Firma nur Glück wünschen kann. Mehr noch als das Speisezimmer verdient das Damenzimmer Lob, bei welchem die rothen Dekorationsstoffe mit guter Passemeterie (Ehrenhaus) die goldgelben Tapeten und die im François I. Stil gehaltenen Ebenholz-Möbel mit emailirten Beschlägen sich zu einem gefälligen Effekt abrunden.

(Fortsetzung folgt.)

### Die Projekte zur Herstellung einer festen Verbindung zwischen Frankreich und England auf der vorjährigen Pariser Ausstellung.

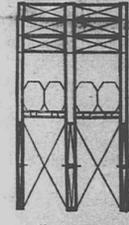
(Fortsetzung.)

Brücken-Projekt des Ingenieur Savy.

Als Konkurrenz-Projekt zu dem des Tunnels hatte Savy ferner noch ein Projekt zur Ueberbrückung des Pas de Calais ausgestellt. Trotz der weiter unten näher spezialisirten, erheblich höheren Kosten giebt Savy dem Brücken-Projekte namentlich deshalb den Vorzug, weil er die Ausführung eben sowohl für leichter möglich, wie auch — namentlich mit Rücksicht auf die besondere Bedeutung einer festen Verbindung zwischen Frankreich und England für den Personen-Verkehr — für rentabler und — wenn auch imaginär — sicherer hält. Wenn, wie bereits bei Erörterung des Tunnel-Projekts bemerkt, die stark skizzenhafte Behandlung dieser Frage manche Zweifel über die Ausführbarkeit jenes Projekts noch nicht zu zerstreuen vermag, so gilt dies doch insbesondere hinsichtlich des Brücken-Projekts. Einer der schwierigsten Punkte, die Montage der Brücke, ist in dem Projekte unbehandelt geblieben. Wenn selbst nur der Mangel an Zeit, wie in dem Savy'schen Erläuterungs-Bericht angegeben, diesen und andere mehr wertvolle Punkte unerledigt gelassen hat und auch mit der Fundirung der Brücken-Pfeiler der allerschwierigste Theil der Bau-Ausführung erledigt sein dürfte, so bietet doch die Montage einer Brücke von so bedeutenden Spannweiten und in einem zu Zeiten besonders stark aufgeregtem Meeresarme noch so viele bedeutende Schwierigkeiten, dass man sich nicht ohne weiteres über die vielseitigen Bedenken weg zu setzen vermag. Jedenfalls hätte der Ingenieur Savy, anstatt sich über die Architektur der Pfeiler in so ausgedehnter Weise, wie dies geschehen, zu verbreiten, zuvor in die Behandlung der in vorliegendem Falle weit interessanterer Frage der Montage eintreten müssen.

Ein Stabilitäts-Nachweis der Konstruktion war gleichfalls nicht geführt. Im übrigen ist über das Projekt, soweit der beide Bauwerke gemeinschaftlich behandelnde Erläuterungs-Bericht und eine flüchtige Skizze hierüber Aufschluss geben, nachstehendes zu bemerken:

Die in Eisen zu konstruirende Brücke umfasst 92 Oeffnungen, jede zu 399 m Spannweite. Der eiserne Ueberbau setzt sich aus 3 Haupt-Trägern, deren mittlerer entsprechend stärker konstruirt ist, mit der üblichen Zwischenträger-Konstruktion zusammen. Die als diskontinuirliche Balken-Träger konstruirten Haupt-Träger zeigen ein eigenthümliches, bisher noch nicht zur Anwendung gelangtes System. Ihrer charakteristischen Form nach sind selbige armirte Blech-Träger, deren



vertikale Wand in der Nähe der Auflager voll, dagegen in dem mittleren Theile gitterartig aufgelöst ist. Die untere Gurtung ist durch eine mit dem Haupt-System an den 20 Knotenpunkten

Als Abschluss der durch Stoffdekor wirkenden Zimmer sei das von Rosenfeld erwähnt, bei welchem man auch von der Autorschaft der Hrn. Ihne & Stegmüller hört. Dass sie im Katalog nicht mit aufgeführt sind, mag daher rühren, dass sie wohl nicht mit dem ausstellenden Geschäft, durch all diese weit getriebenen Tapezier-Motive, die übergeköpften Kissen, die figurirten Absteppungen etc. der Sitzmöbel mitzugehen geneigt waren. In den Holzmöbeln glaubt man ihre Hand zu erkennen. Die Einlage der Ebenholz-Flächen mit Rosenholz und Elfenbein in gradlinigen, an sarazenischen Motive erinnernden Formen wirkt überraschend. Vornehm ist unlegbar der ganze Farben-Effekt des Zimmers. Auf der gelbgrünen Bronze-Tapete herrschen in den Bezügen und den mächtigen Draperien von Atlas drei Farben vor: Dunkel-Marineblau, Stahlgrün und Havannaabram. Der reiche Kamin von Rosso di Levante mit Bronze-Reliefs stimmt vortrefflich zum Ganzen.

Unter den Zimmern, welche vorwiegend der strengeren architektonischen Durchführung ihre Wirkung verdanken, ist in erster Linie das von Kayser & v. Grofsheim (Max Schuls & Co.) zu nennen; ja, ich stehe nicht an, ihm überhaupt den Ehrenplatz unter den Zimmer-Anstaltungen anzuweisen. Ich weis, es ist schwer, diese Vorliebe gegen ganz berechnete Vorwürfe zu verteidigen: gewiss passt der Schleicher'sche Kamin, namentlich der ihm von Plöger aus etwas kreidigem Kalkstein aufgesetzte Obertheil weder in Farbe noch im Maßstab recht hinein. Aber grade dieser Obertheil ist so sehr schön gezeichnet, und enthält ein Majolika-Rundbild von Timpa, das ich um keinen Preis missen möchte. Wohl mag auch mancher die Gleichmäßigkeit im Reichtum vermischen zwischen der ganz schlichten Behandlung von Paneel und Wand und der Thür mit ihrer reich geschnitzten Umrahmung: allein die gute Renaissance wusste bei beschränkten Mitteln auch ihre ganze Kraft zur Dekorirung eines Schmuck-

durch vertikale Säulen verbundene Glieder-Kette von 15 m Stuch (Stichverhältniss  $\frac{15}{399} = \frac{1}{26,6}$ ) armirt. Die Höhe der Träger beträgt am Auflager 20 m, in der Mitte  $20 + 15 = 35$  m, mithin das Konstruktions-Verhältniss  $\frac{35}{399} = \text{rot. } \frac{1}{11,4}$ .

Ob eine derartige Trägerform überhaupt zweckmäßig gewählt, ob namentlich die Vollbelastung der vertikalen Wand in der Nähe der Auflager, welche Savy lediglich aus den daselbst bedeutenden Vertikalkräften motivirt, mit Rücksicht auf die sehr beträchtliche, dem Winde dargebotene Fläche zulässig erscheinen dürfte, ist stark zu bezweifeln. — Bei dem enormen Gewichte der Träger ist von einer — wenn auch provisorischen — Kontinuität derselben, die ein Ueber-schieben ermöglichen würde, wahrscheinlich abzusehen. Vielleicht würde, namentlich mit Rücksicht auf die Montage der Brücke, die Form einer versteiften Gliederketten-Brücke, nach Art der durch ihre Steifigkeit ausgezeichneten Brücke über den Monongohela bei Pittsburgh in Pennsylvania (cf. D. Bau-Ztg. No. 31 cr.) eine passendere und jedenfalls bei weitem billigere Konstruktion abgegeben haben. — Nicht recht begreiflich erscheint es, weshalb Savy bei der ihm zur Disposition stehenden Konstruktionshöhe nicht die Möglichkeit mehrere über einander anzuordnende Fahrbahnen, also einer Etagen-Brücke, ausgenutzt hat.

Die Höhenlage der Brücke über dem mittleren Niedrigwasser ist so angenommen, dass getakelte Vollschiffe auch bei hohem Seegange unter der Brücke fortsegeln können, eine Möglichkeit, die bei einer Höhe der Pfeiler an rot. 130 m über Niedrigwasser in mehr wie ausgiebiger Weise erreicht worden ist.

Der Frage der zweckmäßigsten und monumentalsten Pfeilerform hat Savy einen ziemlich umfangreichen Abschnitt seines Erläuterungs-Berichts gewidmet. Von einer Reproduktion der diesbezüglichen, für den heimischen Geschmack etwas reichlich bombastisch gehaltenen Bemerkungen dürfte an dieser Stelle, so amüsan selbige auch im Originale sich lesen, zweckmäßig abzusehen sein. Das Resultat der Savy'schen Ueberlegungen ist etwas überraschend. Die von Savy gewählte Form einer dorischen Säule, deren Schaft er mit den Wappen aller beteiligten Länder und Städte ornamentiren will, wird voraussichtlich eben so wenig den Geschmack der heutigen Architekten treffen, wie sie namentlich hinsichtlich der zweckmäßigen Anordnung der Auflager einige Konstruktions-Zweifel zurück lassen dürfte.

Die Schafthöhe der Säule beträgt 130 m, der obere Durchmesser 23 m; der untere 36 m. Unter N.-W. geht die konische Form des Pfeilers in eine zylindrische über. Die

stücke, eines Portals oder Erkers aufzusparen, während wir nur zu gern an allen Ecken zeigen, was wir können und darum oft unsere Dekoration verwässern. Ein untafelhaftes Schmuckstück im Sinne der Alten ist der kleine trauliche Erker, der durch ein, von Prof. Ewald komponirtes Fenster dem Raume Licht zuführt. Das reich geschnitzte und intarsirte Holzwerk von Sitz, Wand und Decke geht hier mit den beiden dekorativen, von Ewald auf schlichtes Kiefernholz mit Lasurfarben gemalten Bildern ausgezeichnet zusammen. Die Decke des Zimmers ist im Sinne des Ganzen aus eng neben einander gelegten Balken mit sparsamer Dekoration gebildet. Einem von ihr herab hängenden Kronleuchter aus Schmiedeeisen (E. Puls) möchte man etwas urwüchsiger Behandlung und weniger Feile wünschen.

Eine eigene Stelle nimmt der zuletzt fertig gewordene Görgens'sche „Jagdsaal“ nach Entwurf von Raschdorff ein. Wenn schon man hier den höchsten Maßstab ansetzen berechtigt ist, so muss man doch bekennen, dass der Erfinder seinem Namen und der Ausführenden den Intentionen des Erfinders vollauf gerecht geworden ist. Einzig zu bedauern ist, dass man diese, bis in's letzte durchgeführte Dekoration in dem noch durch mittelalterliche Reminiscenzen bedingten Stil französischer Frührenaissance nicht in der halben räumlichen Ausdehnung genießen kann. Es würde dann der unüberbare Maßstab-Widerspruch, der zwischen diesen in kleinste Felderchen und Stützen getheilten Ornamenten und der absoluten Größe des Raumes besteht, weniger auf-fallen. Meisterhaft ist die Zeichnung wie die Ausführung des großen Holzkamins mit dem, von zwei Jägerfiguren gehaltenen Wappen auf dem Kaminmantel zu nennen.

Sehr schwer ist es für das Zimmer von H. Licht eine zutreffende Bezeichnung aufzufinden, und doch vermag es wohl durch den ihm innewohnenden künstlerischen Zug unser Interesse zu fesseln. Das gemalte Glasfenster, welches die ganze Rückwand einnimmt,



Für 2 Fundirungs-Trommeln à 4 000 000 fr.	8 000 000 fr.
Für Dampf- und Schöpfmaschinen . . .	2 140 000 "
Für 91 Mittelpfeiler à i. m. 1 630 052 fr.	148 334 732 "
Für 92 Oeffnungen, eiserner Ueberbau, à 9 000 000 fr. . . . .	828 000 000 "
Für Auflagerplatten etc. für 92 Oeffnungen à 8 533 fr. . . . .	786 876 "
Für Widerlager und Brücken-Anfänge . . .	3 260 000 "
Für Gebäude . . . . .	400 000 "
Für eiserne Montage-Gerüste . . . . .	15 000 000 "
Für Eisenbahn-Betriebsmaterial . . . . .	1 840 000 "
Für Insgesamt, unvorhergesehene Ausgaben	52 238 392 "
Sa. . . . . 1 060 000 000 fr.	

Also pro lfd. m  
i. m. =  $\frac{1\ 060\ 000\ 000}{36\ 800}$  = 28 804,3 fr.

Die Kosten des zweigleisigen Tunnels waren von Savy zu 424 123 806 Francs, also zu rot. 40 % der viergleisigen

Brücke ermittelt worden. Auf Lieferung eines Rentabilitäts-Nachweises des einen und andern Projekts hat Savy verzichtet, weil er denselben einer kompetenteren Hand überlassen wollte.

Die technische Lösung der Frage ist in den Savy'schen Projekten an die Ueberwindung von Schwierigkeiten praktischer Natur oder an lokale Voraussetzungen gebunden worden. Der erstere Theil würde eine wesentliche Klärung erfahren, wenn es Savy gelingen sollte, ein zweifaches zu Eingang seines Erläuterungs-Berichts in Aussicht gestelltes Problem zu lösen. Ersteres bezieht sich auf die Konstruktion einer Bohrmaschine, welche im Stande sein soll, sein volles Tunnelprofil pro Stunde auf 2 m Länge auszubohren, letzteres auf die Erfindung eines Hilfssapparates, der es einem Arbeiter ermöglicht, unter einem Drucke bis zu 12 Atmosphären zu arbeiten.

So zweifellos verlockend auch diese Ansichten wären, so verzweifelt schwach erscheint ihre Verwirklichung.

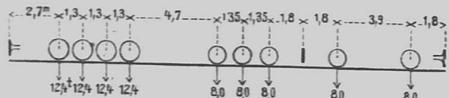
(Schluss folgt.)

**Belastungs-Aequivalente bei Eisenbahn-Bogenbrücken.**

Zur Erleichterung der statischen Berechnung eiserner Brücken-Träger werden derselben häufig statt der wirklich auftretenden konzentrierten Einzel-Lasten diejenigen gleichmäßig vertheilten Belastungen zu Grunde gelegt, welche die nämlichen Beanspruchungen wie jene hervor rufen. Diese Belastungs-Aequivalente sind unter Annahme bestimmter Maschinen und Lastwagen für frei aufliegende Balken-Träger vielfach berechnet und in Tabellen zusammen gestellt worden. Für Bogen-Träger dagegen sind keine derartigen Tabellen vorhanden; man begnügt sich damit, die für Balken-Träger gültigen Belastungs-Aequivalente einfach auch für Berechnung von Bogen-Trägern als maßgebend anzunehmen.

Sofern es sich nur um Berechnung der Vertikal-Kräfte handelt, ist diese Uebertragung selbstverständlich richtig; will man jedoch mit demselben Belastungs-Aequivalent die gleichzeitig auftretenden Horizontal-Kräfte bestimmen, so führt dies bei Bogen-Trägern mit 2 Gelenken immer, bei Bogen-Trägern mit 3 Gelenken in den meisten Fällen zu unrichtigen Resultaten.

Im Folgenden ist eine für Bogen-Träger mit 3 und 2 Gelenken berechnete Tabelle derjenigen Belastungs-Aequivalente gegeben, welche einem Bahnzug, bestehend aus 3 schweren badischen Güterzugs-Maschinen mit darauf folgenden beladenen Lastwagen substituiert werden können. Die entsprechende Lastvertheilung von Maschine und Lastwagen ist aus folgender Skizze ersichtlich.



Die Tabelle enthält:

- a) Für Bogen-Träger mit 3 Gelenken:
  1. Diejenige gleichmäßig vertheilte Last pro m Gleis, welche über den ganzen Träger ausgebreitet, den absolut größten Horizontal-Schub ( $Q_x^2$ ) erzeugt.
  2. Diejenige gleichmäßig vertheilte Last pro m Gleis, welche über den ganzen Träger ausgebreitet, denselben Horizontal-Schub ( $Q_x^2$ ) erzeugt, wie ein Bahnzug, dessen vorderstes Rad gerade über dem jenseitigen Auflager steht.
  3. Diejenige gleichmäßig vertheilte Last pro m Gleis, welche über den halben Träger ausgebreitet, denselben Horizontal-Schub ( $Q_x^2$ ) erzeugt, wie ein Bahnzug, dessen vorderstes Rad gerade über dem Bogen-Scheitel steht.
- b) Für Bogen-Träger mit 2 Gelenken:
  - 4, 5 u. 6. Die den Rubriken 1, 2 und 3 entsprechenden gleichmäßig vertheilten Lasten (zur Berechnung von  $Q_x^2, Q_y^2, Q_z^2$ ).
- c) Für Bogen-Träger und Balken-Träger.
  7. Diejenige gleichmäßig vertheilte Last pro m Gleis, welche über der ganzen Träger-Länge ausgebreitet, denselben Auflager-Druck ( $V_a$ ) erzeugt, wie ein Bahnzug, dessen vorderstes Rad gerade über dem jenseitigen Auflager steht.
  8. Diejenige gleichmäßig vertheilte Last pro m Gleis, welche über die halbe Träger-Länge ausgebreitet, dieselbe Vertikal-Kraft in Träger-Mitte ( $V_v$ ) erzeugt, wie ein Bahnzug, dessen vorderstes Rad gerade über dem Bogen-Scheitel steht.

Es ist hierzu zu bemerken, dass die Belastungs-Aequivalente zur Berechnung des Maximal-Horizontal-Schubes bei Bogen-Trägern mit 3 Gelenken (Rubrik 1) identisch sind mit den Belastungs-Aequivalenten zur Berechnung des Maximal-Moments bei Balken-Brücken; ebenso stimmen die Belastungs-Aequivalente zur Berechnung des Horizontal-Schubes bei hälftiger Belastung für Bogen-Brücken mit 3 Gelenken (Rubr. 3) mit den Belastungs-Aequivalenten zur Berechnung der Maximal-Vertikalkraft in Träger-Mitte (Rubr. 8) überein. Es folgt dies leicht aus der linearen Form des Horizontal-Schubes, den eine Einzel-Last erzeugt:

$$Q = \frac{Pm}{2b}$$

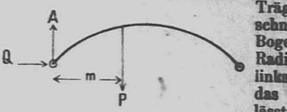
w P Größe der Einzel-Last und m Abstand derselben vom nächst liegenden Auflager, b die Pfeilhöhe repräsentieren.

Für Bogen-Träger mit 2 Gelenken wurde zur Erleichterung der Berechnung der Tabelle die Annäherungs-Formel für den durch eine Einzel-Last erzeugten Horizontal-Schub angewandt:

$$Q = \frac{3}{8} \frac{P}{ab} m(2a - m)$$

in welcher 2a die Spannweite bezeichnet.

Die Entwicklung dieser Formel ist kurz folgende: Bezeichnet E den Elastizitäts-Modul des Materials, J das Trägheits-Moment des Querschnitts, r den Radius des Bogens, ρ den Krümmungsradius der elast. Linie, A den linksseitigen Auflagerdruck, M das äußere Kraftmoment, so lässt sich setzen:



$$\frac{EJ}{\rho} = EJ - M; \quad \frac{1}{\rho} = \frac{d^2 y}{dx^2} \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{3/2}; \quad \text{oder für } \frac{dy}{dx} = p, \quad \frac{1}{\rho} = \frac{dp}{dx} \left[ 1 + p^2 \right]^{3/2}$$

Durch Substitution und einmalige Integration folgt:

$$\frac{EJp}{\sqrt{1+p^2}} = \frac{EJ}{r} x - \int M dx + \text{Const.}$$

Für  $x < m$  ist:  $M = Qy - Ax$ ; und für  $x > m$  ist:  $M = Qy - Ax + P(x-m); y = \frac{b}{a^2}(2ax - x^2)$ .

Dies eingesetzt und die Integration ausgeführt giebt:

$$\text{für } x < m: \frac{EJp}{\sqrt{1+p^2}} = \frac{EJ}{r} x - \frac{Qb}{a^2} \left( ax^2 - \frac{x^3}{3} \right) + \frac{Ax^2}{2} + C \quad (1)$$

$$\text{für } x > m: \frac{EJp}{\sqrt{1+p^2}} = \frac{EJ}{r} x - \frac{Qb}{a^2} \left( ax^2 - \frac{x^2}{3} \right) + \frac{Ax^2}{2} - P \left( \frac{x^2}{2} - mx \right) + C' \dots (2)$$

Für  $x = m$  erhält p in beiden Gl. denselben Werth. Durch Einsetzen und Subtraktion folgt:

$$C = C' - \frac{Pm^2}{2}$$

Setzt man für  $x = a$ :  $p = tg \beta$  und für  $x = 2a$ :  $p = -tg \gamma$ , wo  $\beta$  und  $\gamma$  die deformirten Tangenten-Winkel an den Bogen-Anfängen sind, so giebt Gl. (1)

$$- \frac{EJ tg \beta}{\sqrt{1+tg^2 \beta}} = - EJ \sin \beta = C; \quad \text{also } C' = - EJ \sin \beta - \frac{Pm^2}{2} \quad \text{und Gl. (2)}$$

$$\frac{EJ tg \gamma}{\sqrt{1+tg^2 \gamma}} = EJ \sin \gamma = \frac{EJ}{r} 2a - \frac{4}{3} Qba + 2Aa^2 - 2Pa(a-m) + C'$$

$$= \frac{EJ 2a}{r} - \frac{4}{3} Qba + 2Aa^2 - 2Pa(a-m) - EJ \sin \beta - \frac{Pm^2}{2}$$

Setzt man hierin für A seinen Werth  $P \left( 1 - \frac{m}{2a} \right)$ , für  $\frac{a}{r}$  sin a, den ursprünglichen Winkel am Bogen-Anfang, so folgt nach einigen Reduktionen:

$$EJ (\sin \gamma + \sin \beta - 2 \sin a) = - \frac{4}{3} Qba + \frac{Pm}{2} (2a - m) \quad \text{und}$$

$$Q = \frac{3}{8} \frac{P}{ab} m(2a - m) - \frac{3 EJ}{4ba} (\sin \gamma + \sin \beta - 2 \sin a);$$

Für  $\gamma = a + \Delta$  und  $\beta = a - \Delta'$ , wo  $\Delta$  und  $\Delta'$  als sehr kleine Winkel gedacht sind, folgt:

$$\sin \gamma + \sin \beta - 2 \sin a = \cos a (\Delta - \Delta'); \quad \text{also:} \quad Q = \frac{3}{8} \frac{P}{ab} m(2a - m) - \frac{3 EJ}{4ba} \cos a (\Delta - \Delta')$$

Mit Vernachlässigung des 2., Gliedes folgt:  
 $Q = \frac{3}{8} \frac{P}{ab} m(2a - m)$ .

Durch diese Vernachlässigung erhält man gegenüber der genaueren Formel:

$$Q = \frac{P(280a^2 + 112ab^2)m - (140a + 280 \frac{b^2}{a})m^2 + (35 + 350 \frac{b^2}{a^2})m^3 - 168 \frac{b^2}{a^2}m^4 + 28 \frac{b^2}{a^4}m^5}{448a^2 + 128b^2}$$

für Lasten in der Nähe des Auflagers etwas zu große, in der Nähe des Scheitels etwas zu kleine Werthe; hat man es jedoch, wie bei Berechnung nachstehender Tabelle, nicht mit einer einzigen Last, sondern mit einem Lastenzug zu thun, der den Träger entweder ganz oder zur Hälfte bedeckt, so gleichen sich die Verschiedenheiten mehr oder weniger aus und betragen, nach angestellten Kontroll-Rechnungen höchstens noch 3%. Mit Rücksicht auf diese geringe Maximal-Abweichung und mit Rücksicht darauf, dass die Substitution gleichmäßig vertheilter Lasten statt der Einzel-Lasten an und für sich schon von Ungenauigkeiten begleitet ist, erscheint die geschehene Benutzung der Annäherungs-Formel für den Horizontal-Schub wohl gerechtfertigt.

Aus der Tabelle ist ersichtlich, dass für dieselbe Spannweite nicht nur die Belastungs-Aequivalente zur Berechnung verschiedener Konstruktions-Glieder (z. B. Rubrik 2 und 3 oder 5 und 6) be-

\*) Aus der von Prof. Sternberg gegebenen Formel für kontinuierliche Belastung durch Differenzirung erhalten. Siehe Erweiterungsbauten der Rheinischen Eisenbahn, Rheinbrücke bei Koblenz.

Für l = 4 m	a						b		c	
	Tabelle der Belastungs-Aequivalente zur Berechnung von:									
	1	2	3	4	5	6	7	8		
	$Q_x^2$	$Q_y^2$	$Q_z^2$	$Q_x^2$	$Q_y^2$	$Q_z^2$	$V_a$	$V_v$		
6	10,54	8,68	16,74	10,02	8,76	14,57	12,55	16,74		
8	9,37	8,27	14,05	9,49	7,97	12,76	11,16	14,05		
10	7,34	4,33	12,10	7,53	5,63	11,64	9,38	12,71		
12	6,48	4,05	11,16	6,51	4,64	11,26	8,28	12,10		
15	5,79	3,87	9,79	5,18	4,15	8,88	6,87	9,79		
20	5,47	3,97	8,71	4,99	4,08	7,73	6,37	8,71		
25	5,32	4,26	8,22	4,97	4,42	7,32	6,26	8,22		
30	4,69	4,64	6,83	4,89	4,59	6,16	5,76	6,83		
35	4,71	4,70	6,40	4,78	4,53	5,82	5,56	6,40		
40	4,80	4,69	6,24	4,73	4,65	5,80	5,47	6,24		
50	4,72	4,54	5,98	4,71	4,58	5,66	5,26	5,98		
60	4,53	4,26	5,74	4,48	4,18	5,45	5,09	5,74		
70	4,30	3,96	5,54	4,21	3,84	5,22	4,75	5,54		
80	4,10	3,59	5,46	3,96	3,55	5,26	4,53	5,46		
90	3,91	3,30	5,37	3,73	3,32	5,19	4,34	5,37		
100	3,74	3,08	5,26	3,56	3,14	5,07	4,17	5,26		

trächtlich von einander abweichen, sondern auch diejenigen Belastungs-Aequivalente, welche zur Berechnung eines und desselben Konstruktions-Gliedes (z. B. Rubrik 2 und 7 oder 3 und 7) anzuwenden sind. Es erscheint hiernach vollständig unzulässig, der statischen Berechnung von Bogen-Brücken, wie es bisher vielfach geschah, nur ein einziges Belastungs-Aequivalent zu Grunde zu legen. Will man daher nicht überhaupt bei Berechnung von Eisenbahn-Bogen-Brücken auf die Anwendung gleichmäßig vertheilter Belastungen verzichten, so empfiehlt es sich, für die Berechnung der Werthe Q und V nach Maßgabe obiger Tabelle besondere Belastungs-Aequivalente einzuführen.

Karlsruhe, im Februar 1876. Engesser.

**Mittheilungen aus Vereinen.**

Architekten-Verein zu Berlin. Ausflug nach Stettin und Swinemünde vom 19.-21. Juli 1879. (Schluss.)

Der Morgen des zweiten Tages, Sonntag des 20. Juli, wurde, nach einem erquickenden Seebade, auf die Besichtigung Swinemünde's und seiner technischen Schenswürdigkeiten verwendet. Zu Hrn. Reg.- u. Brth. Dresel gesellen sich hierbei als freundliche Führer die am Orte selbst stationirten Baubeamten, Hr. Hafen-Bauinsp. Richrath und Hr. Reg.-Bmstr. v. Knobloch. Auch hier, wo man solches nicht erwartet hatte, zunächst ein architektonisches Ziel, der Neubau des Dienstgebäudes für das Schifffahrts-Amt. Das nach einem Entwurfe des jetz. Reg.- u. Brths. Hr. Endell in Berlin errichtete, im Innern sehr einfache Gebäude, ein zweigeschossiger Renaissance-Bau in Putz-Architektur mit kräftig detaillirtem Sandstein-Hauptgesims, bildet eine sehr glückliche Bereicherung für die architektonische Physiognomie des Hafengebäudes, in welchem es - mangels eines würdigen Kirchenbaues - nächst dem Leuchthurm die hervor ragendste Stelle einnimmt. Die Absicht auf dem Thurm des Gebäudes einen Zeitball anzubringen, ist leider aufgegeben; derselbe soll an einer selbständigen Säule (etwa nach dem Muster des kürzlich in d. Bl. publicirten Bauwerkes zu Bremerhafen) einen anderen Platz finden.

Ein kurzer Gang durch den umfangreichen Bauhof der Hafen-Bauverwaltung, an dessen Bollwerk die vor 3 Jahren mittels eines sinnreichen Verfahrens aus der Tiefe gerettete „Lady Catherine“ (Man vergl. No. 12 u. 14, Jrg. 78 d. Bl.) noch immer vergeblich eines Käufers harrt, führte den Besuchern in erster Reihe die Reparatur-Werkstätten dieses Etablissements vor, in denen übrigens auch größere Arbeiten, wie z. B. die Leucht-Bake der Ostmole, neu gefertigt worden sind. Die Architekten der Gesellschaft, welche die Pegel-Gehäuse anderer Häfen sowie die reiche künstlerische Fassung der Marke für den neuen Normal-Höhen-Horizont Deutschlands an der Berliner Sternwarte kennen, sahen etwas geringerschätzt auf die mehr als einfache Form und Umgebung des im Bauhof befindlichen selbst-registrierenden Pegels für unsern wichtigsten Seehafen und gar erst seines Nullpunktes herab. Diese Einfachheit wurde jedoch als weise Vorsicht gedeutet. Welches namenlose Unpöck für das Vaterland, wenn der zu opulent ausgestattete Nullpunkt für die schöne Habgier reiste und eines Nachts gestohlen würde!

Mittels eines kleinen Dampfers wurde sodann der Hafen befahren, den neben zahlreichen größeren und kleineren Kaufahrern, Oderkähnen und Booten die beiden Segel-Briggs die deutschen Marine „Rover“ und „Musquito“ beleben. Die erste Bezeichnung galt hier dem von Brodritz & Seydel in Berlin gebauten Kreisel-Pampon-Bagger, der seit einigen Jahren in Thätigkeit sich befindet und gute Ergebnisse gewährt. - Es folgte ein Besuch des großen i. J. 1869 für die deutsche Marine zu Swinemünde gebauten eisernen Schwim-Docks und des für dieses angelegten, durch ein Ponton zu schließenden massiven Reparatur-Bassins auf der rechten Hafenseite. Bekanntlich ist das Schwim-Dock seinerzeit bald nach Kiel übergeführt und erst vor wenigen Wochen an den Ort seiner ursprünglichen Bestimmung zurück gebracht worden; man sagt, dass die Marine-Verwaltung es gern verpachten oder verkaufen würde, falls sich nur ein Pächter oder Käufer fände. Die stationären Pump-Ma-

schinen, deren Anschaffung man dereinst für notwendig gehalten hat, sind mittlerweile ebenso unbenutzt geblieben, wie das Reparatur-Bassin; ob sie so werthlos sind, dass man nicht einmal mehr die Fenster des Maschinenhauses zu unterhalten für nöthig findet, ist eine Frage, die der Laie nicht beantworten kann. -

Weiter ging es in flotter Fahrt stromab zwischen den Molen, hinaus in die blaue See bis zu der als Nebel-Signal für die Hafen-Einfahrt dienenden Glocken-Boje, die umkreist wurde, und zurück bis zum Kopf der großen Ostmole, der die eben erwähnte neue Leuchtbake trägt. Hier gab es mehr zu sehen, zu fragen und zu erläutern, als wir in Kürze berichten können; zunächst die im Unterbau aus einem luftigen Eisengestell bestehende Bake mit ihrem Fresnel'schen Leuchtapparat und der nicht zu verachtenden Aussicht, dann die Konstruktion des bekanntlich erst vor wenigen Jahren bei einer abermaligen Verlängerung der Molen errichteten Molenkopfs mit seiner durch 5 radiale, von einem Hauptarm ausgehende Anker bewirkten, in den Verbindungs-Stellen zugänglichen Verankerung, endlich die Konstruktion der Molen selbst nach dem alten und nach dem neuen (durch Annahme einer steilen Böschung modificirten) System. Es mag vorläufig genügen, wenn wir bemerken, dass sich - früheren unliebsamen Erfahrungen entgegen - die zuletzt ausgeführten Arbeiten bis jetzt auf beste bewährt haben. - Mit der Besteigung des aus Publikationen bekannten, nach wiederholter Auswechslung der Verblendung endlich weiterfest gemachten Leuchthturms durch einen Theil der Gesellschaft nahmen, gegen Mittag, diese fachlichen Besichtigungen ein Ende.

Der Rest des Tages gehörte allein dem Genuße der schönen Natur und der Geselligkeit. Zwar wurde in Heringsdorf, wohin die Exkursions-Gefährten mittels einer winzigen Dampf-Barkasse und eines von dieser geschleppten Bootes sich übersetzen ließen und wo dieselben von Hrn. Ober-Landes-Baudirektor Dr. Hagen, Exzellenz und Hrn. Baumeister von der Hude freundlichst empfangen und geleitet wurden, neben der Aussicht vom „Kulm“, der Einsicht in die „Räuberkuhle“ und dem Mittagssmahle auch etwas Kunst genossen. Hat sich doch in diesem buchenberühmten Lieblings-Bade der Berliner, seitdem es vor einigen Jahren von einer noch heut florirenden Gesellschaft „gegründet“ und, mit neuen Straßen, sowie einer Strand-Promenade ausgestattet worden ist, eine Bau-thätigkeit entwickelt, durch die manche anerkennenswerthe Blüthe gezeitigt ist. Neben der älteren Kirche von Persius sind es namentlich eine größere Anzahl Bantzen von von der Hude & Hennicke in Berlin - das Kurhaus, das Logirhaus, Villen reicherer und einfacherer Art, die den Ort schmücken; auch andere bekannte Berliner und Stettiner Architekten sind hier vereinzelt thätig gewesen. - Aber nur flüchtig konnte dies alles gesehen werden. Bald trugen uns, bei mittlerweile stark bewegter See unsere auf den Wellen tansenden beiden Nuss-Schalen zurück nach Swinemünde, wo schon längst der Dampfer für die Rückfahrt nach Stettin gerüstet war. Starker Wellengang und ein Gewitter dehnten dieselbe länger aus, als beabsichtigt war, so dass wir erst nach Mitternacht in unser Nachtquartier gelangten.

Das Programm des Ausfluges, soweit dasselbe in Berlin fest gestellt worden war, hatte hiermit bereits seinen Abschluss erreicht. Einer Einladung des Hrn. Kommerzien-Raths G. A. Töpffer, des

Besten der Portland-Zement-Fabrik „Stern“ zufolge, die der Gesellschaft schon am 19. Juli übermittelt worden war, hatte sich die Mehrzahl derselben jedoch zu einem Besuch dieses berühmten Etablissements und damit zu einer Verlängerung des Ausfluges um einen Tag entschlossen. Liefs sich mit der Fahrt nach dem „Stern“ doch überdies eine Besichtigung der in der Oder-Niederung angehäuferten Brücken-Neubauten der Stettin-Stargarder und der Stettin-Cüstriner Bahn verbinden — eine Verlockung, der das Herz der an dem Ausfluge beteiligten jüngeren Ingenieure unmöglich widerstehen konnte.

So ward am Morgen des 21. Juli, nachdem ein Theil der Gesellschaft zunächst den Zentral-Güter-Bahnhof mit seinem leider ziemlich verödeten Bollwerk besichtigt hatte, wiederum ein kleiner Dampfer bestiegen, der die Fahrt durch die vielfach verschlungenen Wasserläufe des Oderthals — dank der abermaligen Führung des Hrn. Reg.- u. Brth. Dresel — unter siegreicher Ueberwindung aller Hindernisse durchsetzte. An der interessantesten Stelle des unsrer Lesern aus eingehenden früheren Berichten im Jhrg. 75 u. Bl. bekannten Reviere — da wo die Brücke der Stettin-Cüstriner Bahn über die Kleine Reglitz und zugleich über die Brücke der Stettin-Stargarder Bahn hinweg führt — wurde ausgestiegen, um einen Blick über das ganze Terrain gewinnen und zugleich einige Details der betreffenden Anlage würdigen zu können. Hr. Geh. Ober-Brth. Wiebe, der berufenste Interpret dieser zum großen Theile unter seiner eigenen Leitung entstandenen Brücken, gab hier wie anderwärts die erforderlichen Erläuterungen.

Der an dem Abhange der Pödejuher Berge belegene, umfangreiche Gebäude-Komplex des „Stern“, aus dem als charakteristisches Wahrzeichen die zu einer Linie gereihten hohen Kegelschächte der 14 Brennöfen empor ragen, zeigte durch seinen Flaggenschmuck schon von weitem, dass für den Empfang der Gäste hier umfassende Vorbereitungen getroffen seien. An dem Landungsplatze des von Schiffen dicht erfüllten Fabrik-Hafens durch Hrn. Toeppfer und dessen Söhne, sowie durch die Techniker der Fabrik in herzlichster Weise begrüßt, wurden diese zunächst zu kurzer Rast in die gastliche Villa des Besitzers geführt, um dann den nahezu 1 1/2 stündigen Rundgang durch alle Räume des Etablissements anzutreten.

Es kann der Zweck dieser Zeilen nicht sein, eine spezielle Schilderung des Gesehenen und damit eine Beschreibung der Zement-Fabrikation zu liefern, über welche die Leser leicht an anderen Stellen sich informieren können. Eben so scheint es uns überflüssig, hier den Ruhm einer Fabrik zu singen, die zu den größten und bekanntesten ihrer Art gehört und deren Leistungen

längst als vorzügliche anerkannt sind. Um beurtheilen zu können, welche Eigenthümlichkeiten — sei es der unmittelbar hinter der Fabrik aus dem Berg gewonnenen Roh-Materialien, sei es den Herstellungs-Prozesses — dem Stern-Zement seine hervorragenden Eigenschaften verleihen, würde es der Kenntnisse eines Spezialisten bedürfen. Wir referiren in dieser Beziehung einfach, was uns mitgeteilt wurde. Die Techniker des „Stern“ selbst leiten den Werth ihres Fabrikates nämlich vor allem aus dem Umstande ab, dass der aus den Schlamm-Bassins gewonnenen feuchten Masse, die — um streichgerecht zu werden — eines trockenen Zusatzes bedarf, nicht (wie in anderen Fabriken) ein Gemisch von rohem Kalk und Thon, sondern ein aus derselben Masse bestehendes Pulver beigemischt wird; man benutzt die von den Kokesöfen abgehende Wärme, um einen entsprechenden Theil derselben, der demnächst fein gemahlen wird, zu diesem Behufe künstlich zu trocknen. Im übrigen ist es wohl nicht in letzter Linie der streng geregelte, wie ein Uhrwerk in einander greifende Betrieb und die peinliche Sorgfalt, mit welcher alle Stadien der Fabrikation überwacht werden, die hier wie anderwärts zu so guten Ergebnissen führen. — Mit gerechtfertigtem Stolz wies am Schlusse der Wanderung, im Bureau der Fabrik, Hr. Direktor Haslinger, diese Ergebnisse an einer Reihe von eleganten Versuchen mit dem Michaelis'schen Apparat nach — Versuche, bei denen die Zugfestigkeit des Stern-Zements diejenige von 5 in Vergleich gezogenen englischen Portland-Zementen durchschnittlich um das Doppelte übertraf. Ein noch sprechenderer Beweis freilich war für uns die innere Ansicht der großen Lagergeschuppen der Fabrik. Bei einer Tages-Produktion von z. Z. etwa 900 Tonnen (durchschn. Jahresproduktion etwa 200 000 Tonnen bei 600—700 Arbeitern) betrug der auf Lager vorhandene Vorrath keine 20 Tonnen.

Der an der Besichtigung der Fabrik angeschlossene Besuch des von Hrn. Toeppfer hinter seinem Besitzthum am Berg-Abhange angelegten herrlichen Parks, das Frühstück, welches er seinen Gästen in den märchenhaften Räumen der dortigen Grotte durch Berggeister darbieten liefs, die fröhlichen Reden und Lieder, die bei dieser Gelegenheit erklangen — sie liefsen unsere Exkursion in wahrhaft festlicher und schöner Weise ausklingen. — Hoffentlich thut den 700 einheimischen Mitgliedern des Berliner Architektenvereins, welche sich an ihr nicht beteiligt haben, ihr Versäumniss Leid. Dank aber, herzlich Dank, auch an dieser Stelle nochmals den Fachgenossen und Freunden im Pommerlande, welche uns Theilnehmern des Ausfluges so frohe und lehrreiche Tage bereitet haben.

#### Vermischtes.

##### Statistik mittlerer technischer Lehranstalten.

Thüringische Baugewerk, Maschinen- und Mühlenbau-Schule zu Stadt-Sulza. Im Schuljahre 1878/79 besuchten die Anstalt 120 Schüler; an der Meisterprüfung beteiligten sich 34 Schüler, von denen 24 das Zeugnis der Reife erhielt wurde. 5 Schüler wurden zur Prüfung nicht zugelassen und 1 Schüler trat freiwillig von der Prüfung zurück.

Mit Ablauf des Schuljahres 1878/79 wird genannte Anstalt, welche bisher theils von der Stadtgemeinde, theils von einem Verein unterhalten wurde, eine rein städtische werden; die Stadtgemeinde hat sich bereits zu namhaften Opfern entschlossen, um die Anstalt zeitgemäß den Bedürfnissen des Bauhandwerks entsprechend fort zu führen. Eine Subvention seitens des Staats steht in Aussicht und wird die Anstalt alsdann unter staatlicher Beaufsichtigung unterrichten.

Die bautechnische Fachschule des Direktor Klücher zu Hannover tritt mit dem nächsten Wintersemester in das 5. Jahr ihres Bestehens. Bis jetzt gingen 223 Techniker durch die Anstalt. Der Lehrstoff der Schule vertheilt sich auf einen Vorbildungskursus und 2 Hauptkurse, jeder Hauptkursus hat wiederum 2 Klassen. Bei dem Stundenplan wird darauf Rücksicht genommen, dass die Vorträge der Klassen zu gleicher Zeit gehört werden können, wodurch den besser vorgebildeten Eleven die Möglichkeit geboten wird, in kürzerer Zeit als 4 Semestern die Anstalt zu absolviren. Die Lehranstalt beschäftigt sich ausschließlich mit der Heranbildung von Baugewerks-Meistern und Technikern der Hochbau-Richtung, doch können auch die Angehörigen einiger andern gewerblichen Berufsweige die Anstalt mit Nutzen besuchen.

Die k. k. Staatsgewerbeschule zu Brünn theilt in ihrem 5. Jahres-Bericht, der das Jahr 1878—79 betrifft, folgendes mit:

Der Lehrkörper der Anstalt bestand aus 17 Professoren, Lehrern und Assistenten. Die Anstalt gliedert sich in:

a) Die höhere Gewerbeschule für Ausbildung in der bautechnischen und mechanisch-technischen Richtung. Dieser Theil der Anstalt wurde in allen Klassen zusammen von 70 Schülern (gegen 60 des Vorjahres) besucht.

b) Die Werkmeister-Schule für Baugewerke, Tischler, Schlosser und Maschinenbauer zählte in allen Klassen zusammen 42 Schüler (gegen 43 des Vorjahres).

Die ad c) bestehende gewerbliche Fortbildungs-Schule war zusammen von 110 Schülern (gegen 129 des Vorjahres) frequentirt.

#### Aus der Fachliteratur.

Das Eisenbahn-Maschinenwesen, Lehrbuch des Maschinen- und Werkstätten-Dienstes und des technischen Be-

triebes, von Richard Koch; I. Abtheilg.: Die Leistungen der Betriebsmittel.

Der Verfasser dieses Lehrbuches, welches in 3 Abtheilungen die Leistungen der Betriebsmittel, den Fahrdienst und die Werkstätten-Anlagen behandeln soll, hat sich eine Aufgabe gestellt, deren glückliche Lösung nicht nur gediegene theoretische Kenntnisse, sondern zugleich eine langjährige, gründliche praktische Beschäftigung in dem betr. Zweige der Eisenbahntechnik voraussetzt. — Erfordernisse, deren Erfüllung, gleichzeitig gepaart mit einer gewissen Lust und natürlichen Begabung für literarisches Schaffen, nicht allzu häufig anzutreffen, von dem Verfasser jedoch durch seine früheren Arbeiten bereits in einer Weise bekundet worden ist, dass die Kritik nur mit günstigen Erwartungen an sein neues Werk heran treten kann.

Die I. Abtheilung des Buchs, „Die Leistungen der Betriebsmittel“ betitelt, liegt vollendet vor. Es werden darin in 9 Kapiteln besprochen: die Dampfproduktion und der Dampfverbrauch der Lokomotiven, der Widerstand bewegter Fahrzeuge, die Beziehungen zwischen der Lokomotiv-Konstruktion, dem Schienenprofil, der Bahntrasse und den Bahn-Unterhaltungs-Kosten, die Unterhaltungskosten der Eisenbahn-Fahrzeuge, das Anhalten der Züge, die Beziehungen zwischen Lokomotiv-Konstruktion und Zuggeschwindigkeit, die Leistungen und der Reparatur-Bestand der Lokomotiven und Wagen, der Radstand der 4-rädrigen Fahrzeuge und die Beziehungen zwischen Bahntrasse und Verkehrsgröße. — Gegenstände werden in einer Ausführlichkeit und Vollständigkeit, welche unseres Wissens bisher nirgend erreicht wurden, auf Grund derjenigen Beziehungen und Bedingungen, welche die Praxis an die Hand gibt, theoretisch untersucht.

Wenngleich es zweifelhaft erscheinen mag, ob alle diese Untersuchungen zu Resultaten geführt haben, die sich als für die Praxis direkt verwendbar erweisen werden, so nimmt immerhin der Umstand doch nichts an dem Verdienst, die Beziehungen und den wechselseitigen Einfluss der verschiedenen Faktoren des Eisenbahn-Betriebes zu suchen sind, angedeutet und in manchen Fällen Fingerzeige darüber gegeben zu haben, nach welcher Richtung hin eine Ausdehnung oder eine Spezialisierung der Statistik des Eisenbahn-Betriebes wünschenswerth sein möchte.

Der behandelte Gegenstand gehört gleichmäßig dem Fachgebiet des Maschinentechnikers wie des Bautechnikers an. Dem letzteren ist jedoch die Mehrzahl der erörterten Fragen weniger geläufig, weshalb für ihn vielleicht eine etwas weniger knappe Form der Behandlung erwünscht wäre.

Verlagsbuchhandlung von Julius Springer in Berlin N., Monbijouplatz, 3.

Physische und chemische Beschaffenheit

der  
**BAUMATERIALIEN.**

Ein Handbuch  
für den Unterricht und für das Selbststudium

bearbeitet von  
**Eudolf Gottgetreu,**  
Architekt und ordentlicher Professor an der technischen Hochschule zu München.  
Dritte vermehrte und verbesserte Auflage.

In 2 Bänden.

Erster Band.  
Mit 122 in den Text gedruckten Holzschnitten, 3 photolithogr. und 3 lithogr. Tafeln.  
Preis 14 M.

**Das Tunnellängsträger-System.**

System Menne.

Nach Neuauakten der Rheinischen Eisenbahngesellschaft,  
nach Mittheilungen des Herrn Oberingenieur Baurath Menne, sowie nach eigenen  
Erfahrungen beim Bau des Ender Tunnels

bearbeitet von  
**Heinrich Birnbaum,**  
Geprüfter Civil-Ingenieur u. Premier-Lieutenant der Reserve des Eisenbahn-Regiments.  
Mit 7 lithographirten Tafeln.  
Preis 5 M.

**Die Statik der Tunnelgewölbe.**

Von

**Wilhelm Ritter,**

Professor der Ingenieur-Wissenschaften am Polytechnikum zu Riga.

Mit 17 in den Text gedruckten Holzschnitten und 2 lithogr. Tafeln.  
Preis 3 Mark.

Demnächst erscheint:

**Der Langschwellen-Oberbau**

der Rheinischen Eisenbahn

und

die bekannten zweitheiligen Oberbau-Systeme der Neuzeit.

Im Auftrage des Oberingenieurs der Neuauverwaltung der Rheinischen Bahn  
Herrn Baurath Menne

bearbeitet von  
**Louis Hoffmann,**  
Ingenieur der Rheinischen Eisenbahn zu Cöln.  
Mit 5 lithograph. Tafeln.

==== Zu beziehen durch jede Buchhandlung. ====

Verlagsbuchhandlung von Julius Springer in Berlin N, Monbijouplatz 3.

## Die Dampfkessel

mit Rücksicht auf ihre industrielle Verwendung.

Von

**J. Denfer,**

Civilingenieur und Dozent an der École centrale des arts et manufactures in Paris.

*Beschreibung der wichtigsten Kesselsysteme, Angaben über Fabrikschornsteine und Beschreibung vorzüglicher Constructionen derselben. Untersuchungen und praktische Angaben über die Verbrennung im Allgemeinen, sowie über die Rauchverbrennung im Besonderen und über die Verdampfung, Erläuterung verschiedener Arten von Kesselfeuerungen und Notizen über Dampf- und Speiseleitungen.*

Autorisirte Deutsche Ausgabe

von

**Theodor d'Ester,**

Ingenieur.

Mit 31 colorirten Tafeln mit Zeichnungen und eingeführten Maßen.

Ein Band in gr. Folio. Fest gebunden. Preis 36 M.

Versuche

über

**Leistung und Brennmaterialienverbrauch**

von

**Kleinmotoren**

ausgeführt von

**E. Brauer,**

und

**Dr. A. Slaby,**

Docent für Meskunde an der k. Gewerbe-Akademie zu Berlin. Docent für neuere Kraftmaschinen an der k. Gewerbe-Akademie zu Berlin.

Heft I. Mit 14 Tafeln.

Preis 2 M. 80 Pf.

Einige

**wissenschaftlich-technische Fragen der Gegenwart.**

Von

**Dr. C. William Siemens.**

*Inhalt:*

Ueber die Nützlichkeit der Wärme und anderer Naturkräfte. Ueber Uebertragung und Vertheilung von Energie mittelst des elektr. Stromes.  
Ueber einige Methoden, den elektrischen Strom zu messen und zu reguliren. Ueber die Fabrication des Stahls und seine Verwendung für militärische Zwecke.  
Briefe an den Herausgeber der Times.

Mit 4 lithograph. Tafeln.

Preis 3 M.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.

Theorie und Berechnung

der

**Bogenfachwerkträger ohne Scheitelgelenk.**

Mit

verschiedenen der Praxis entnommenen Zahlenbeispielen.

Von

**Fr. Engesser,**

Ingenieur.

Mit 2 lithographirten Tafeln.

**Berlin.**

Verlag von Julius Springer.

1880.

## Vorwort.

Nachstehende Theorie der Bogenfachwerkträger ohne Scheitgelenk wurde durch die Forderung veranlasst, für die Berechnung einer Eisenbahnbrücke im Zuge der Badischen Neckarthalbahn (Itterbrücke bei Eberbach) einfache und bequeme Formeln aufzustellen und berücksichtigt daher in erster Linie die dort angewandte Konstruktionsart eines Bogenträgers mit versteiften Zwickeln. (Fig. 5)

Nach einer kurzen Discussion der allgemeinen Verhältnisse werden die besonderen, den genannten Specialfall betreffenden Formeln zur Ermittlung der äussern Kräfte abgeleitet und deren Anwendung an einem Zahlenbeispiel erläutert. Hieran schliessen sich kurz die entsprechenden Formeln für die übrigen in Praxi vorkommenden Konstruktionsarten von Bogenträgern. Ein weiterer Abschnitt behandelt die Bestimmung der in den einzelnen Fachwerkstäben wirkenden inneren Kräfte, die Ermittlung der ungünstigsten Belastungsfälle und die Bestimmung der Querschnittsgrössen mit Rücksicht auf die neueren Dimensionierungsmethoden.

Die Abhandlung soll hauptsächlich den Bedürfnissen des Praktikers entgegenkommen, und wurde deshalb ein grösserer Nachdruck auf detaillirte und eingehende Erörterung von Spezialfällen als auf eine systematische, vom Allgemeinen zum Besonderen fortschreitende Behandlungsweise gelegt. Aus demselben Grunde wurden auch die thatsächlichen Bedingungen

des Problems einer eingehenderen Prüfung unterzogen, als dies gewöhnlich in den rein wissenschaftlichen Abhandlungen der Fall ist.

Auf Grund dieser Erwägungen konnten bei den für den praktischen Gebrauch bestimmten Formeln erhebliche Vereinfachungen zugelassen werden, da man füglich von diesen Formeln keine grössere Genauigkeit beanspruchen darf, als die Natur der Aufgabe überhaupt gestattet. Ein Mehr in dieser Beziehung hat keinen praktischen Nutzen, richtet vielmehr in so fern leicht Schaden an, als es zu unliebsamen Täuschungen über den Grad der Zuverlässigkeit der Rechnungsergebnisse verleiten kann.

Indem ich vorliegendes Büchlein der wohlwollenden Beurtheilung der Fachgenossen übergebe, füge ich den Wunsch bei, dasselbe möge mit dazu beitragen, die häufigere Anwendung der Bogenkonstruktionen zu fördern, welche in ihrer äusseren Erscheinung mehr als alle anderen Eisenkonstruktionen den Forderungen der Aesthetik Genüge leisten.

Karlsruhe im November 1879.

Fr. Engesser.

## Inhaltsverzeichnis.

### I. Bestimmung der äusseren Kräfte.

	Seite
A. Bogenfachwerkträger mit 2 Gelenken.	
1. Allgemeines . . . . .	1
2. Der Bogenfachwerkträger mit versteiften Zwickeln . . . . .	4
3. Fortsetzung: Formeln für den praktischen Gebrauch . . . . .	8
4. " Zahlenbeispiel . . . . .	12
5. Bogenfachwerkträger von beliebiger Form . . . . .	17
6. Bogenfachwerkträger von konstanter Bogenhöhe . . . . .	19

### B. Bogenfachwerkträger ohne Gelenk.

7. Allgemeines Verfahren; Träger von konstanter Bogenhöhe . . . . .	23
---	----

### II. Bestimmung der inneren Kräfte und der Dimensionen.

8. Bestimmung der inneren Kräfte . . . . .	28
9. Fortsetzung: Zahlenbeispiel . . . . .	31
10. " Bestimmung der ungünstigsten Laststellung bei konzentrirten Lasten . . . . .	35
11. Bestimmung der Querschnittsgrössen . . . . .	39

### III. Anhang.

12. Angaben über Brückenbelastungen . . . . .	44
13. Durchbiegung von Bogenfachwerkträgern . . . . .	46

## I. Bestimmung der äusseren Kräfte.

### A. Bogenfachwerkträger mit 2 Gelenken.

#### 1. Allgemeines.

Während bei Bogenträgern mit 3 Gelenken die allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen zur Bestimmung der äusseren Kräfte ausreichen, bedarf es hiezu bei einer geringeren Anzahl von Gelenken einer Betrachtung der elastischen Deformationen des betreffenden Trägers.

Bei zwei Kämpfergelenken genügt die Aufstellung der einen Elasticitätsgleichung, welche ausdrückt, dass die durch die äusseren Kräfte hervorbrachte Aenderung der Spannweite gleich einer bekannten Grösse (gewöhnlich gleich Null) sei.

Setzt man den gewöhnlichen Fall voraus, dass beide Kämpfergelenke in gleicher Höhe liegen, so lassen sich die vertikalen Auflagerdrücke direkt nach dem Hebelgesetze ermitteln. Zur Bestimmung des allein noch unbekanntes Horizontalschubs  $Q$  ist die bekannte Spannweitenänderung  $dl$  als Funktion der Längenänderungen der einzelnen Fachwerkstäbe auszudrücken; diese Längenänderungen sind sodann durch ihre Werthe als Funktionen der bekannten Vertikalkräfte, Temperaturänderungen und des unbekanntes Horizontalschubs  $Q$  zu ersetzen, wodurch man schliesslich eine leicht lösbare Gleichung für die einzige Unbekannte  $Q$  erhält. — Fig. 1 stelle einen beliebig gestalteten Bogenfachwerkträger einfachen Systems dar, wobei die einzelnen Fachwerkstäbe ein einfaches Dreiecksnetz bilden und an den Eckpunkten (Knotenpunkten) durch Drehbolzen mit einander verbunden sind.

*Leicht lösbare  
Gleichung*

Der Linienzug der unteren Gurtung ist bestimmt durch die Stablängen  $u$  und die Knotenpunktwinkel  $W$ . Verlängert sich ein Stab  $u$  um die Länge  $u \cdot v$ , wo  $v$  gleich spezifischer Längenänderung (d. h. Verlängerung der Längeneinheit), und bleiben die Winkel  $W$  konstant, so vergrößert sich die Spannweite um

$$uv \cdot \frac{z}{u} = z \cdot v,$$

wenn mit  $z$  die horizontale Projektion des Stabes  $u$  bezeichnet wird. Vergrößert sich ein Winkel  $W$  um  $dW$ , so vergrößert sich die Spannweite um  $-dW \cdot y$ , wo  $y$  die Ordinate des Punktes  $W$  bezeichnet. Aus Fig. 1 folgt nämlich

$$\triangle Aab \text{ ähnlich } \triangle AWC, \text{ somit } Aa = \frac{Ab \cdot WC}{AW}.$$

Nun ist  $Ab = AW \cdot dW$ ,  $WC = y$ , somit Vergrößerung\*) der Spannweite  $= -Aa = -dW \cdot y$ .

Andern sich die Stablängen  $u$  und Knotenpunktwinkel  $W$  gleichzeitig, so erhält man als totale Spannweitenvergrößerung

$$dl = \sum_0^l (zv - dWy). \dots \dots \dots (1)$$

In dieser Gleichung ist nun vorerst  $dW$  als Funktion der spezifischen Verlängerungen der einzelnen Stäbe auszudrücken.  $dW$  setzt sich zusammen aus den Aenderungen der im Punkt  $W$  zusammenstossenden Dreieckswinkel; es ist daher die Aufgabe gelöst, sobald die Winkeländerungen eines Dreiecks durch die spezifischen Seitenverlängerungen ausgedrückt werden können.

In dem durch Fig. 2 dargestellten Dreiecke bezeichnen

$A, B, C$  die Winkel,

$a, b, c$  die Seiten,

$\alpha, \beta, \gamma$  die spezifischen Verlängerungen der Seiten,

$dA, dB, dC$  die hiedurch erzeugten totalen Vergrößerungen der Winkel.

Für den ursprünglichen Zustand des Dreiecks gilt die Gleichung

$$\sin A \cdot b = \sin B \cdot a,$$

\*) Die Begriffe „Vergrößerung“ und „Verlängerung“ sind im Folgenden stets im algebraischen Sinne verstanden.

für den deformirten Zustand

$$\sin(A + dA)(b + b\beta) = \sin(B + dB)(a + a\alpha),$$

woraus, da mit Vernachlässigung kleiner Grössen höherer Ordnung

$$\sin(A + dA) = \sin A + \cos A \cdot dA$$

gesetzt werden kann,

$$dA = \operatorname{tg} A (\alpha - \beta) + \frac{\operatorname{tg} A}{\operatorname{tg} B} dB.$$

Aehnlich erhält man:

$$dC = \operatorname{tg} C (\gamma - \beta) + \frac{\operatorname{tg} C}{\operatorname{tg} B} dB.$$

Setzt man diese Werthe von  $dA$  und  $dC$  in die Gleichung  $dA + dB + dC = 0$ , welche ausdrückt, dass die Winkelsumme eines Dreiecks konstant bleibt, so folgt

$$dB = \frac{-\alpha \operatorname{tg} A - \gamma \operatorname{tg} C + \beta (\operatorname{tg} A + \operatorname{tg} C)}{\operatorname{tg} A + \operatorname{tg} B + \operatorname{tg} C} \operatorname{tg} B,$$

oder, da  $B = 180 - (A + C)$ ,  $\operatorname{tg} B = -\operatorname{tg} (A + C) = -\frac{\operatorname{tg} A + \operatorname{tg} C}{1 - \operatorname{tg} A \cdot \operatorname{tg} C}$ ,

$$dB = -\alpha \operatorname{ctg} C + \beta (\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} C) - \gamma \operatorname{ctg} A. \dots (2b)$$

Analog ergibt sich:

$$dA = \alpha (\operatorname{ctg} B + \operatorname{ctg} C) - \beta \operatorname{ctg} C - \gamma \operatorname{ctg} B. \dots (2a)$$

$$dC = -\alpha \operatorname{ctg} B - \beta \operatorname{ctg} A + \gamma (\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} B). \dots (2c)$$

Aendert sich nur ein Stab, z. B. Stab  $a$ , so wird  $\beta = \gamma = 0$  und

$$dA = \alpha (\operatorname{ctg} B + \operatorname{ctg} C), \dots \dots \dots (3a)$$

$$dB = -\alpha \operatorname{ctg} C, \dots \dots \dots (3b)$$

$$dC = -\alpha \operatorname{ctg} B. \dots \dots \dots (3c)$$

Mit Hilfe der Gleichungen 2 und 3 kann nun für jeden beliebigen Fall die Winkeländerung  $dW$  und somit auch, nach Einsetzen in Gleichung 1, die Aenderung der Spannweite  $dl$  als Funktion der spezifischen Verlängerungen der einzelnen Stäbe ausgedrückt werden.\*)

\*) Die Gleichungen 2 und 3 sind ausser dem vorliegenden Falle auch zur Lösung aller jener Aufgaben geeignet, in welchen die Deformationen von aus Dreiecken zusammengesetzten Fachwerkträgern beliebiger Art bestimmt werden müssen. (Kontinuierliche Träger, Fachwerkträger doppelten symmetrischen Systems etc.) (Trigonometrische Methode.)

2. Der Bogenfachwerkträger mit versteiften Zwickeln.

Das vorgenannte Verfahren zur Bestimmung des Horizontalschubs soll nun vorerst auf den Bogenfachwerkträger mit versteiften Zwickeln angewendet werden.

Wir setzen hierbei die gewöhnliche Anordnung, horizontalen Obergurt, vertikale Ständer und nach der Mitte fallende Diagonalen, voraus. (Fig. 3.)

Es bezeichne:  
 $s$  die Länge eines oberen Gurtstabes,  $\sigma$  dessen spezif. Verlängerung,  
 $u$  - - - unteren - - - ,  $v$  - - - ,  
 $h$  - - - einer Vertikalen,  $\varphi$  deren - - - ,  
 $d$  - - - Diagonalen,  $\delta$  - - - ,  
 $b$  die Höhe des Obergurt über den Auflagerpunkten.

Verlängert sich nur ein oberer Gurtstab  $s$ , so folgt aus Gleichung 3a, wenn man darin  $\sigma$  statt  $\alpha$  setzt:

$$dA = \sigma (\text{ctg } B + \text{ctg } C) = \frac{\sigma \cdot s}{h},$$

da nach Fig. 3

$$\text{ctg } B = \frac{s}{h}, \text{ctg } C = \text{ctg } 90^\circ = 0.$$

Nun ist  $dW = dA$ , da die beiden anderen bei  $W$  zusammensetzenden Winkel durch die Aenderung des Stabes  $s$  nicht alterirt werden, und somit Vergrößerung der Spannweite in Folge der Aenderung des Stabes  $s$ :

$$dl = -dW \cdot y = -\frac{\sigma s y}{h} \dots \dots \dots (4)$$

Hierin ist  $y$  die Ordinate des dem oberen Gurtstabe  $s$  gegenüberliegenden Knotenpunktes,  $h$  die Länge der durch diesen Knotenpunkt gehenden Vertikalen.

Eine spezif. Verlängerung  $v$  des unteren Gurtstabes  $u$  hat eine Vergrößerung zweier Knotenpunktswinkel ( $W$  und  $W_1$  in Fig. 4) zur Folge, und zwar ergibt sich mittelst der Gleichungen 3, wenn man  $v$  statt  $\alpha$  setzt:

$$dW_1 = dB = -v \text{ctg } C = -v \frac{y_1 - y}{s}$$

$$dW = dC = -v \text{ctg } B = -v \frac{u_2}{r} = -v \frac{u - u_1}{r}$$

Aus ähnlichen Dreiecken erhält man, da  $y_1 - y = h - h_1$

$$u_1 = \frac{h(h - h_1)}{u}, r = \frac{hs}{u}$$

und somit

$$dW = -v \cdot \frac{u^2 - h(h - h_1)}{hs}$$

Setzt man diese Werthe von  $dW$  und  $dW_1$  in Gleichung 1 ein, so ergibt sich, da hier  $z = s$ ,

$$dl = sv + v \cdot \frac{u^2 - h(h - h_1)}{hs} \cdot y + v \cdot \frac{y_1 - y}{s} \cdot y_1;$$

Nach einigen Umformungen erhält man hieraus, da  $y = b - h_1$ ,  $y_1 = b - h_1$ ,

$$dl = \frac{v u^2 b}{hs} \dots \dots \dots (5)$$

Hierin bezeichnet  $h$  die Länge derjenigen Vertikalen, welche durch den dem unteren Gurtstab gegenüberliegenden Knotenpunkt geht,  $s$  die Länge des im gleichen Fache liegenden oberen Gurtstabes (d. h. = Fachlänge).

In ähnlicher Weise erhält man für die spezif. Verlängerung  $\delta$  einer Diagonalen  $d$  als entsprechende Vergrößerung der Spannweite

$$dl = \frac{\delta d^2 (h - h_1) b}{h h_1 s} \dots \dots \dots (6)$$

wo  $h$  die grössere,  $h_1$  die kleinere der beiden durch die Endpunkte der Diagonalen gehenden Vertikalen,  $s$  die Fachlänge bezeichnet.

Für die Verlängerung  $\varphi$  einer Vertikalen  $h$  ergibt sich

$$dl = -\varphi \frac{b(h - h_1)}{s} \dots \dots \dots (7)$$

wo  $h_1$  die Länge der benachbarten kleineren Vertikalen bezeichnet.

Für gleichzeitige Verlängerung sämtlicher Stäbe erhält man die totale Vergrößerung der Spannweite durch Summation der Gleichungen 4, 5, 6, 7:

$$dl = \sum_0^l \left\{ -\frac{\sigma s y}{h} + v \frac{u^2 b}{hs} + \delta \frac{d^2 (h - h_1) b}{h h_1 s} - \varphi \frac{b(h - h_1)}{s} \right\} \dots (8)$$

Bezeichnet man denjenigen Theil der spezif. Verlängerungen eines Stabes, der von den Vertikalkräften (Lasten und vertikale Auf-

lagerreaktionen) herrührt, beziehentlich mit  $\sigma_1, v_1, \delta_1, \varphi_1$ ,  
den von der Temperatur herrührenden mit  $\sigma_2, v_2, \delta_2, \varphi_2$ ,  
den durch einen Horizontalschub\*) von der Grösse 1

hervorgebrachten mit  $\sigma_3, v_3, \delta_3, \varphi_3$ ,  
den unbekanntem Horizontalschub\*) mit  $\Sigma Q$ , so lässt sich Gleichung 8 auch schreiben:

$$dl = \sum_0^l \left\{ -(\sigma_1 + \sigma_2) \frac{sy}{h} + (v_1 + v_2) \frac{u^2 b}{hs} + (\delta_1 + \delta_2) \frac{d^2(h-h_1)b}{hh_1s} - (\varphi_1 + \varphi_2) \frac{b(h-h_1)}{s} \right\} + \Sigma Q \cdot \sum_0^l \left\{ -\sigma_3 \frac{sy}{h} + v_3 \frac{u^2 b}{hs} + \delta_3 \frac{d^2(h-h_1)b}{hh_1s} - \varphi_3 \frac{b(h-h_1)}{s} \right\}$$

woraus schliesslich der Horizontalschub:

$$\Sigma Q = \frac{\sum_0^l \left\{ -(\sigma_1 + \sigma_2) \frac{sy}{h} + (v_1 + v_2) \frac{u^2 b}{hs} + (\delta_1 + \delta_2) \frac{d^2(h-h_1)b}{hh_1s} + \sigma_3 \frac{sy}{h} - v_3 \frac{u^2 b}{hs} - \delta_3 \frac{d^2(h-h_1)b}{hh_1s} - (\varphi_1 + \varphi_2) \frac{b(h-h_1)}{s} \right\} - dl}{\sum_0^l \left\{ + \sigma_3 \frac{sy}{h} - v_3 \frac{u^2 b}{hs} - \delta_3 \frac{d^2(h-h_1)b}{hh_1s} - (\varphi_1 + \varphi_2) \frac{b(h-h_1)}{s} \right\} + \varphi_3 \frac{b(h-h_1)}{s}} \quad (9)$$

$dl$  ist für feste Widerlager gleich Null zu setzen, und soll diese Annahme für die weiteren Entwicklungen beibehalten werden.

Die spezif. Längenänderungen  $\sigma, v, \delta, \varphi$ , etc. können im speziellen Falle leicht berechnet werden. Bei symmetrischer Gestalt des Trägers und wenn die Belastung aus zwei Lasten, gleich der Einheit, besteht, welche an 2 symmetrisch gelegenen Knotenpunkten der oberen Gur-

\*) Unter „Horizontalschub“ ist in Folgendem stets die horizontale Reaktion der Widerlager gegen den Bogenträger verstanden.

tung in der Entfernung  $a$  von den Auflagern aufgehängt sind (Fig. 3), erhält man:

$$\sigma_1 = -\frac{x}{Ef_1 h} \text{ für } x \leq a, \quad \text{d. h. für diejenigen Stäbe, welche zwischen dem Auflager und der Last sich befinden,} \\ = -\frac{a}{Ef_1 h} \text{ für } x \geq a \quad (10)$$

$$\sigma_2 = \frac{y}{Ef_2 h}; \\ v_1 = \frac{xu}{Ef_2 hs} \text{ für } x \leq a \\ = \frac{au}{Ef_2 hs} \text{ für } x \geq a \\ v_2 = -\frac{bu}{Ef_2 hs} \quad (11)$$

$$\delta_1 = \frac{x d (h-h_1)}{Ef_3 h h_1 s} + \frac{d}{Ef_3 h_1} \text{ für } x < a \\ = \frac{a d (h-h_1)}{Ef_3 h h_1 s} \text{ für } x \geq a \quad (12)$$

$$\delta_2 = -\frac{b d (h-h_1)}{Ef_3 h h_1 s} \\ \varphi_1 = -\frac{x(h-h_1)}{Ef_4 hs} - \frac{1}{Ef_4} \text{ für } x \leq a \\ = -\frac{a(h-h_1)}{Ef_4 hs} \text{ für } x > a \quad (13)$$

Hierin bedeuten  $f_1, f_2, f_3, f_4$  die Querschnitte\*) der oberen Gurtstäbe, der unteren Gurtstäbe, der Diagonalen und der Vertikalen,  $E$  den Elasticitätsmodul; die übrigen Grössen haben dieselbe Bedeutung wie in den Gleichungen 4, 5, 6 und 7. Die Abscissen  $x$  beziehen sich jeweils auf die gleichzeitig vorkommenden Vertikalen  $h$ .

Die spezif. Verlängerungen in Folge von Temperaturänderungen ergeben sich zu:

$$\sigma_1 = at, \quad v_1 = at, \quad \delta_1 = at, \quad \varphi_1 = at \quad (14)$$

wo  $a$  gleich dem Ausdehnungskoeffizient für 1 Grad Temperaturzunahme,  $t$  die im Allgemeinen für jeden Stab verschiedene mittlere

\*) Unter Querschnitt eines Stabes ist streng genommen der mittlere Querschnitt zu verstehen; für die Anwendung genügt es jedoch, den vollen Querschnitt ohne jeglichen Nietabzug einzuführen.

Temperaturerhöhung in Graden gegenüber der angenommenen Normaltemperatur.

Setzt man die soeben berechneten Werthe der spezif. Verlängerungen in Gleichung 9 ein, so erhält man, voreerst ohne Rücksicht auf Temperaturänderung, für den Horizontalschub  $Q$ , den eine, im Abstand  $a$  vom Auflager aufgehängte Last 1 erzeugt, wenn man berücksichtigt, dass  $xQ = 2Q$ , und dass wegen der symmetrischen Verhältnisse die Summationen nur auf die eine Bogenhälfte auszu-dehnen sind:

$$Q = \sum_0^a \left( \frac{xy s}{E_f h^2} + \frac{x b u^2}{E_f h^2 s^2} + \frac{x(h-h_1)^2 b d^2}{E_f h^2 h_1^2 s^2} + \frac{(h-h_1) b d^2}{E_f h h_1^2 s} + \frac{x(h-h_1)^2 b}{E_f h s^2} + \frac{(h-h_1)}{E_f h} \right) + a \sum_0^{\frac{1}{2}l} \left( \frac{y s}{E_f h^2} + \frac{b u^2}{E_f h^2 s^2} + \frac{(h-h_1)^2 b d^2}{E_f h^2 h_1^2 s^2} + \frac{(h-h_1)^2 b}{E_f h s^2} \right) : 2 \sum_0^{\frac{1}{2}l} \left( \frac{y^2 s}{E_f h^2} + \frac{b^2 u^2}{E_f h^2 s^2} + \frac{(h-h_1)^2 b^2 d^2}{E_f h^2 h_1^2 s^2} + \frac{(h-h_1)^2 b^2}{E_f h s^2} \right) \quad (15)$$

Der durch Temperaturerhöhung allein hervorgerufene Horizontalschub ergibt sich zu:

$$Q_t = a \sum_0^{\frac{1}{2}l} \left( \frac{y s}{h} t + \frac{b u^2}{h s} t + \frac{(h-h_1) b d^2}{h h_1 s} t - \frac{(h-h_1) b}{s} t \right) : \sum_0^{\frac{1}{2}l} \left( \frac{y^2 s}{E_f h^2} + \frac{b^2 u^2}{E_f h^2 s^2} + \frac{(h-h_1)^2 b^2 d^2}{E_f h^2 h_1^2 s^2} + \frac{(h-h_1)^2 b^2}{E_f h s^2} \right) \quad (16)$$

Ist der Elasticitätsmodul  $E$  konstant für alle Stäbe, so fällt sein Werth aus Gleichung 15 heraus, und in Gleichung 16 kann derselbe vor das Summenzeichen gesetzt werden.

### 3. Fortsetzung: Formeln für den praktischen Gebrauch.

Die Gleichungen 15 und 16 liefern den mathematisch genauen Werth des Horizontalschubs, wenn die Dimensionen, der Elasticitätsmodul, die Temperaturerhöhungen der einzelnen Stäbe bekannt und die Widerlager absolut unbeweglich sind.

Diese Voraussetzungen der Theorie sind jedoch in Wirklichkeit nur zum geringsten Theile erfüllt. Einzig und allein im Voraus be-

kannt sind die Längendimensionen der Stäbe; die Querschnittsdimensionen sollen erst mit Hilfe der äusseren Kräfte bestimmt werden, und muss man daher für dieselben vorläufige Annahmen machen. Nur in dem Falle, wenn es sich um Bestimmung des Horizontalschubs einer gegebenen Brücke handelt, sind auch die Querschnittsdimensionen bekannt.

Bezüglich des Elasticitätsmoduls, den man wohl kaum für jeden einzelnen Stab bestimmen kann, ist man auf mehr oder minder zutreffende Annahmen angewiesen. Gewöhnlich nimmt man an, derselbe sei für alle Stäbe konstant, gleich einem gewissen Mittelwerthe der verwendeten Eisensorten. Bei den Schwankungen, denen die Werthe des Elasticitätsmoduls, namentlich bei Eisen verschiedener Bezugsquellen, ausgesetzt sind, können die hiernach berechneten Werthe von  $Q$  nur näherungsweise Gültigkeit besitzen.

Bezüglich der Temperatur der einzelnen Stäbe befindet man sich in ähnlicher Unsicherheit. In der Regel nimmt man in Ermangelung von etwas Besserem an, die Temperaturerhöhung  $t$  sei konstant, wodurch Gleichung 16 folgende Form erhält:

$$Q_t = \frac{E a t l}{2 \sum_0^{\frac{1}{2}l} \left( \frac{y^2 s}{f_i h^2} + \frac{b^2 u^2}{f_i h^2 s^2} + \frac{(h-h_1)^2 b^2 d^2}{f_i h^2 h_1^2 s^2} + \frac{(h-h_1)^2 b^2}{f_i h s^2} \right)}$$

Diese Annahme weicht jedoch in den meisten Fällen von der Wirklichkeit sehr bedeutend ab; gewöhnlich ist die untere Gurtung dem Einfluss der Sonnenstrahlen ausgesetzt, während die obere Gurtung durch das Gedeck geschützt wird. Durch diese ungleichmässige Erwärmung der beiden Gurtungen wird ein bedeutend grösserer Horizontalschub erzeugt, als bei gleichmässiger Maximaltemperatur beider Gurtungen entstanden wäre. Setzt man beispielsweise in dem weiter unten folgenden Beispiele für die obere Gurtung  $t = 20^\circ$ , für die Diagonalen und Vertikalen  $t = 30^\circ$ , für die untere Gurtung  $t = 40^\circ$ , so erhält man nach Gleichung 16 für  $Q_t$  einen ca. doppelt so grossen Werth, als wenn man allgemein  $t = 40^\circ$  gesetzt hätte.

Es ist aus diesem Beispiele ersichtlich, dass es zur Bestimmung des durch Temperaturänderungen hervorgebrachten Maximalhorizontalschubs nicht genügt, für sämtliche Stäbe die Maximaltemperatur anzunehmen, sondern dass streng genommen die wirkliche Tempe-

ratur jedes einzelnen Stabes bekannt sein müsste. Da eine derartige Forderung jedoch in Praxis unerfüllbar ist, so befindet man sich bezüglich der der Rechnung zu Grunde zu legenden Annahmen und somit auch bezüglich der Rechnungsergebnisse in beträchtlicher Unsicherheit.

Eine weitere Unzuverlässigkeit der Rechnungsergebnisse rührt von der oben gemachten Annahme absolut unbeweglicher Widerlager her. Beobachtungen an ausgeführten Brücken, namentlich solchen mit Zwischenpfeilern, haben gezeigt, dass unter dem Einflusse der Belastungen kleine Bewegungen eintreten, somit die Voraussetzung  $dl = 0$  keineswegs streng erfüllt ist.

Ferner ist auch die Bedingung, dass die Träger bei der Normaltemperatur genau zwischen die Widerlager passen, niemals vollständig realisierbar.

Schliesslich kommen noch bei der in Europa üblichen Konstruktionsmethode die bei Aufstellung der Formeln nicht in Rechnung gezogenen Einflüsse der starren Knotenpunktverbindungen hinzu. Die Wirkung der hierbei auftretenden Verbiegungen der einzelnen Stäbe ist zweierlei Art. Einerseits wird durch die Biegung der Stäbe ein Theil der Belastung direkt übertragen, und fallen somit die reinen Zug- oder Druckspannungen der Stäbe (Systemspannungen), bezw. die spezif. Verlängerungen  $\sigma, \nu, \delta, \varphi$  derselben, geringer aus, als die Formeln 10 bis 13 ergeben. Andererseits sind auch die Gleichungen 2 und 3 nicht mehr genau richtig, weil die Dreiecksseiten verbogen werden. Der letztere Umstand kann indessen in Praxi vernachlässigt werden, weil die Deformationen der Träger stets so gering bleiben, dass Bogen und Sehne der verbogenen Stäbe ohne wesentlichen Fehler gleich lang gesetzt werden können. Wichtiger ist der erstgenannte Punkt, namentlich bezüglich der mittleren Trägerpartie, wo bei der geringen Konstruktionshöhe des Trägers ein wesentlicher Theil der Kräfte direkt durch Biegung übertragen wird.

Aus den eben angeführten Gründen ist ersichtlich, dass die Voraussetzungen der Gleichungen 15 und 16 theilweise auf ziemlich schwachen Grundlagen beruhen. Die theoretische Genauigkeit dieser Gleichungen hat somit nur geringen praktischen Werth, und erscheint es daher angemessen zur Erleichterung der Rechnung diejenigen Rechnungsglieder, deren Einfluss auf das Endresultat nachweisbar nur gering ist, zu vernachlässigen.

Hierunter sind hauptsächlich die Glieder, welche von den Deformationen der Diagonalen und Vertikalen herrühren, zu rechnen.

Vergleichungen bei der von Mohr berechneten Brücke (Zeitschrift des Hannövr. Ing. und Arch. Vereins 1874) sowie bei der weiteren durchgerechneten Brücke haben gezeigt, dass die Abweichungen gegen die theoretisch richtigen Resultate höchstens 3—4% betragen.

Ferner kann ohne merklichen Fehler für die untere sowie für die obere Gurtung ein konstanter Querschnitt eingeführt werden, da man in Wirklichkeit mit den Gurtquerschnitten wenig variirt, namentlich in den mittleren Partien, welche bei der Berechnung hauptsächlich in's Gewicht fallen.

Die Gleichung 15 geht unter diesen Voraussetzungen in folgende einfache Formel über, wenn man  $f_1 = f, f_2 = \beta f$  und den Elasticitätsmodul konstant setzt:

$$Q = \frac{\int_0^a \frac{x b u^2}{h^2 s^2} + a \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{b u^2}{h^2 s^2} + \beta \int_0^a \frac{x y s}{h^2} + \beta a \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{y s}{h^2}}{2 \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{b^2 u^2}{h^2 s^2} + 2\beta \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{y^2 s}{h^2}} \quad (17)$$

oder abgekürzt:

$$Q = \frac{1}{2} \frac{Z_2 + \beta Z_1}{N_2 + \beta N_1} \dots \dots \dots (18)$$

wo  $Z_1$  und  $N_1$  die von der oberen Gurtung,  $Z_2$  und  $N_2$  die von der unteren Gurtung herrührenden Summanden sind, und  $\beta$  das Maass angibt, um wieviel mal der Querschnitt der unteren Gurtung grösser ist als der der oberen Gurtung.

Zur Vereinfachung der Gleichung 16 nehmen wir die Temperaturerhöhung  $t$  konstant an, setzen jedoch, um ungleiche Erwärmung der Gurtungen, Ausweichen der Widerlager und sonstige unberechenbare Einflüsse zu berücksichtigen, statt des wirklichen Maximalwerthes von ca. 35° Cels., den Werth von  $t = \pm 60^\circ$  ein; ferner vernachlässigen wir im Nenner ebenfalls die von den Diagonalen und Vertikalen herrührenden Glieder, wodurch der Werth von  $Q$  nochmals um einige Prozente vergrössert wird.

Im Ganzen ergibt sich durch die gemachten Annahmen ein etwa doppelt so grosser Horizontalschub als man aus Formel 16 unter

Annahme einer gleichmässigen Maximaltemperatur sämtlicher Stäbe erhalten hätte.

Es dürfte auf diese Weise gegenüber den wirklich vorkommenden, ungünstigsten Verhältnissen wohl genügende Sicherheit geboten sein.

Formel 16 wird hiernach:

$$Q_1 = \frac{E a t l f \cdot \beta}{2 \sum_0^{\frac{1}{2} l} \frac{b^2 u^2}{h^2 s^2} + 2 \beta \sum_0^{\frac{1}{2} l} \frac{y^2 s}{h^2}} \dots \dots \dots (19)$$

Für E = 2000000 pro cm, t = ± 60°,  $\sum_0^{\frac{1}{2} l} \frac{b^2 u^2}{h^2 s^2} = N_2$ ,  $\sum_0^{\frac{1}{2} l} \frac{y^2 s}{h^2} = N_1$ ,

$\alpha = \frac{1}{81200}$  folgt hieraus rund

$$Q_1 = \pm \frac{750 f \cdot l \cdot \beta}{N_2 + \beta N_1} \dots \dots \dots (20)$$

f bedeutet hierin den Querschnitt der oberen Gurtung, l die Spannweite.

4. Fortsetzung: Zahlenbeispiel.

Mit Hilfe der Formeln 17, 18, 19 und 20 soll nun für die in Fig. 5 dargestellte Brücke (Itterbrücke bei Eberbach, Badische Neckarthalbahn) der Horizontalschub für Lasten gleich der Einheit, welche an den Knotenpunkten der oberen Gurtung angebracht sind, bestimmt werden. Die Längen der einzelnen Stäbe in Centimetern sind soweit nöthig in folgender Tabelle enthalten.

$u_0 = 226$	$s_1 = 210$	$h_0 = 310$	$y_0 = 0$	$b = 310$
$u_1 = 220$	$s_2 = 210$	$h_1 = 227$	$y_1 = 83$	$l = 2310$
$u_2 = 216$	$s_3 = 210$	$h_2 = 161$	$y_2 = 149$	
$u_3 = 212$	$s_4 = 210$	$h_3 = 112$	$y_3 = 198$	
$u_4 = 211$	$s_5 = 210$	$h_4 = 79$	$y_4 = 231$	
$u_5 = 105$	$s_6 = 105$	$h_5 = 62$	$y_5 = 248$	
		$h_6 = 62$	$y_6 = 248$	

Berechnung der Werthe von  $Z_1$  und  $N_1$ .

Index	$\frac{u^2 b}{h^2 s^2}$	$\frac{u^2 b}{h^2 s^2} \cdot b$	$x$	$\frac{u^2 b}{h^2 s^2} \cdot x$	$\sum_0^a \frac{u^2 b}{h^2 s^2} + \alpha \sum_0^a \frac{u^2 b}{h^2 s^2} = Z_1$	$a$
0	$\frac{226^2 \cdot 310}{310^2 \cdot 210^2} = 0,8443$	261,7	0	0	0 + 210 · 28,5736 = 6000,5	210
1	$\frac{220^2 \cdot 310}{227^2 \cdot 210^2} = 1,4526$	450,3	210	305,0	305,0 + 420 · 27,1210 = 11695,8	420
2	$\frac{216^2 \cdot 310}{161^2 \cdot 210^2} = 2,7889$	847,2	420	1147,9	1452,9 + 630 · 24,8681 = 16817,4	630
3	$\frac{212^2 \cdot 310}{112^2 \cdot 210^2} = 5,8394$	1655,2	630	3363,8	4816,7 + 840 · 19,0487 = 20817,6	840
4	$\frac{211^2 \cdot 310}{79^2 \cdot 210^2} = 10,5810$	3280,0	840	8887,8	13704,5 + 1050 · 8,4677 = 22595,6	1050
5	$\frac{105^2 \cdot 310}{62^2 \cdot 105^2} = 8,4677$	2625,0	1050	8891,1		
					$\frac{1}{2} l \sum_0^a \frac{u^2 b}{h^2 s^2} = 9119,4 = N_1$	

Bei vorstehenden Summationen wurden in die Summe  $\sum_0^a$  alle Stäbe links vom belasteten Knotenpunkte und in die Summe  $\sum_{\frac{1}{2}}^a$  alle Stäbe rechts vom belasteten Knotenpunkte bis zur Trägermitte eingerechnet.

Die vorangesetzten Indices beziehen sich auf die in Figur 5 eingeschriebenen Stabnummern, welche letztere so gewählt wurden, dass diejenigen Gurtstäbe und Vertikalen gleiche Nummern tragen, welche mit einander in den Formeln 17 und 19 einzuführen sind.

Die einzelnen Zahlenwerthe werden am raschesten logarithmisch berechnet, und wurde diese Methode auch bei vorstehenden Tabellen in Anwendung gebracht.

Für das Verhältniss des unteren Gurtquerschnittes zum oberen ( $= \beta$ ) ist eine vorläufige Annahme zu machen, welche eventuell nach erfolgter Querschnittsbestimmung zu berichtigen ist.

Der Werth von  $\beta$  wird sich im Allgemeinen zwischen den Grenzen 1 und 3 bewegen; über die Schwankungen, welchen hierbei der Horizontalschub ausgesetzt ist, gibt folgende Tabelle Aufschluss, wobei gleichzeitig auch die theoretischen Grenzwerte für  $\beta = 0$  und  $\beta = \infty$  angegeben sind.

Die letzte Kolonne enthält zum Vergleiche die entsprechenden Werthe von  $Q$  für einen Träger der gleichen geometrischen Gestalt mit 3 Gelenken, bei welchem das Scheitelgelenk in der Mitte der unteren Gurtung, in einer Höhe von  $g = 248$  cm. über den Kämpfern angebracht ist. Der Horizontalschub  $Q$  für eine im Abstand  $a$  vom Auflager aufgehängte Last 1 ergibt sich hiefür einfach zu:

$$Q = \frac{a}{2g} \text{ wo } g = \text{Pfeilhöhe. . . . . (21)}$$

Berechnung der Werthe von  $Z_1$  und  $N_1$ .

Index	$\frac{g y}{h^2}$	$\frac{g y}{h^2} \cdot y$	$x$	$\frac{g y}{h^2} \cdot x$	$\sum_0^a \frac{g y x}{h^2} + \sum_{\frac{1}{2}}^a \frac{1}{2} N_1 = Z_1$	$a$
1	$\frac{210 \cdot 88}{227^2} = 0,3382$	28,1	210	71,0	$71,0 + 210 \cdot 32,6646 = 6930,6$	210
2	$\frac{210 \cdot 149}{161^2} = 1,2071$	179,9	420	507,0	$576,0 + 420 \cdot 31,4575 = 13790,1$	420
3	$\frac{210 \cdot 198}{112^2} = 3,3147$	656,3	630	2088,3	$2666,3 + 630 \cdot 28,1428 = 20396,3$	630
4	$\frac{210 \cdot 231}{79^2} = 7,7738$	1795,5	840	6629,1	$9195,4 + 840 \cdot 20,3700 = 26306,2$	840
5	$\frac{210 \cdot 248}{62^2} = 13,6300$	3860,0	1050	14225,8	$23421,2 + 1050 \cdot 6,7900 = 30650,7$	1050
6	$\frac{105 \cdot 248}{62^2} = 6,7900$	1880,0	1260	8655,4		

$$\sum_0^{\frac{1}{2}} \frac{g y x}{h^2} = 7699,8 = N_1$$

a	Z <sub>2</sub>	Z <sub>1</sub>	Werthe von $Q = \frac{Z_2 + \beta Z_1}{N_2 + \beta N_1}$ für:					$Q = \frac{a}{2g} = \frac{a}{496}$
			$\beta = 0$	1	2	3	$\infty$	
210	6000,5	6930,6	0,329	0,384	0,405	0,416	0,450	0,423
420	11695,8	13790,1	0,641	0,757	0,800	0,823	0,896	0,847
630	16817,4	20396,3	0,922	1,106	1,174	1,210	1,324	1,270
840	20817,6	26306,2	1,141	1,400	1,496	1,547	1,708	1,694
1050	22595,6	30550,7	1,239	1,579	1,706	1,772	1,984	2,117
Summa:			4,272	5,226	5,581	5,768	6,362	6,351

Die berechneten Werthe von Q sind der besseren Uebersichtlichkeit wegen in Fig. 6 durch Kurven dargestellt, welche mit 0, 1, 2, 3,  $\infty$ , III bezeichnet sind. Es ist ersichtlich, dass die Werthe von Q mit wachsendem  $\beta$ , d. h. mit wachsendem Querschnitt der unteren Gurtung zunehmen und für den Grenzfall  $\beta = \infty$ , welcher einer absoluten Unpressbarkeit der unteren Gurtung entsprechen würde, sehr nahe mit den Werthen des Horizontalschubs bei 3 Gelenken übereinstimmen.

Die Werthe für die praktischen Grenzfälle  $\beta = 1$  und  $\beta = 3$  differiren im Mittel um ca. 10%, so dass je nach der ursprünglichen Annahme unter Umständen eine nachträgliche Revision des Horizontalschubs nach erfolgter Querschnittsbestimmung geboten erscheint. Da hiefür die Werthe von Z und N dieselben bleiben, und nur die Grösse von  $\beta$  sich ändert, so ist diese Revision sehr einfach durchzuführen.

Die Grösse des durch Temperatureinflüsse etc. hervorgerufenen Horizontalschubs ergibt sich nach Gleichung 20 zu:

$$Q_1 = \pm \frac{750 f 2310 \beta}{9119,4 + \beta \cdot 7699,8};$$

Q<sub>1</sub> nimmt also bei gleichbleibendem Verhältnisse  $\beta$  direkt mit den Gurtquerschnitten zu.

Bei verschiedenen Werthen von  $\beta$  erhält man für:

$\beta = 0$	1	2	3	$\infty$
Q <sub>1</sub> = 0	103 f	142 f	161 f	225 f
= 0	10300	14200	16100	22500 Klg. für f = 100 □ cm.

Das Resultat, dass für  $\beta = \infty$ , d. h. für absolute Unpressbarkeit der unteren Gurtung, der Horizontalschub Q<sub>1</sub> eine endliche Grösse

behält, ist einigermassen überraschend, findet aber seine Erklärung darin, dass die Unveränderlichkeit der Spannweite durch die Deformationen der oberen Gurtung allein bewirkt werden kann, zu welchem Zwecke ein Horizontalschub von endlicher Grösse ausreicht.

5. Bogenfachwerkträger von beliebiger Form.

Aus denselben Gründen wie bei dem in den vorigen Nummern behandelten Spezialfalle, können allgemein bei Bogenfachwerkträgern beliebiger Gestalt die Längenänderungen der Wandstäbe für die Bestimmung des Horizontalschubs vernachlässigt werden, und genügt es zu diesem Zweck, die Längenänderungen der Gurtstäbe allein in Rechnung zu ziehen.

Aus Gleichung 3a folgt für eine Verlängerung  $\sigma$  des oberen Gurtstabes s (siehe Figur 7)

$$dA = \sigma (\text{ctg } B + \text{ctg } C) = \frac{\sigma s}{r},$$

wenn r den senkrechten Abstand des Stabes s vom gegenüberliegenden Knotenpunkte W bezeichnet.

Die entsprechende Vergrösserung der Spannweite ergibt sich nach Gleichung 1 zu

$$dl = -dW \cdot y = -dA \cdot y = -\frac{\sigma s y}{r}.$$

Ebenso erhält man für eine Verlängerung v des unteren Gurtstabes u

$$dl = \frac{v u y}{r},$$

wo sich r und y auf den dem Stabe u gegenüberliegenden Knotenpunkt beziehen.

Die totale Spannweitenänderung ergibt sich durch Summation zu

$$dl = \sum_0^l \left( -\frac{\sigma s y}{r} + \frac{v u y}{r} \right) \dots \dots \dots (22)$$

Setzt man wie in No. 2

$$\begin{aligned} dl &= 0 \\ \sigma &= \sigma_1 + \sigma_2 \Sigma Q + \sigma_3 \\ v &= v_1 + v_2 \Sigma Q + v_3 \end{aligned}$$

wo  $\sigma_1$  und  $v_1$  die durch die Vertikalkräfte,  
 $\sigma_2$  „  $v_2$  „ „ den Horizontalschub 1,  
 $\sigma_3$  „  $v_3$  „ „ die Temperaturänderungen erzeugten spezif.  
 Verlängerungen bezeichnen, so erhält man schliesslich in ähnlicher  
 Weise wie früher:

$$\text{Horizontalschub } \Sigma Q = \frac{\sum_0^l \left\{ -(\sigma_1 + \sigma_2) \frac{sy}{r} + (v_1 + v_2) \frac{uy}{r} \right\}}{\sum_0^l \left\{ +\sigma_3 \frac{sy}{r} - v_3 \frac{uy}{r} \right\}} \quad (23)$$

Für einen symmetrischen Träger, welcher durch 2 Lasten gleich  
 der Einheit in Abständen  $a$  von den Auflagern symmetrisch belastet  
 wird, ergibt sich:  $\Sigma Q = 2Q$ , wo  $Q$  den durch eine der beiden  
 Lasten erzeugten Horizontalschub bezeichnet,

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{y}{E f_1 r}, v_2 = -\frac{y}{E f_2 r} && \text{wenn mit } E \text{ der Elasticitätsmodul,} \\ \sigma_1 &= \frac{-x}{E f_1 r}, v_1 = \frac{x}{E f_2 r} && \text{mit } f_1 \text{ und } f_2 \text{ die Querschnitte der} \\ &&& \text{oberen und unteren Gurtung be-} \\ \sigma_3 &= \frac{-a}{E f_1 r}, v_3 = \frac{a}{E f_2 r} && \text{zeichnet werden.} \end{aligned}$$

Nach Einsetzen dieser Werthe in Gleichung 23 erhält man so-  
 mit für eine im Abstand  $a$  vom Auflager aufgehängte Last 1 den  
 Horizontalschub

$$Q = \frac{\sum_0^a \left\{ \frac{xy s}{E f_1 r^2} + \frac{xy u}{E f_2 r^2} \right\} + a \sum_0^{\frac{1}{2}l} \left\{ \frac{ys}{E f_1 r^2} + \frac{yu}{E f_2 r^2} \right\}}{2 \sum_0^{\frac{1}{2}l} \left\{ \frac{y^2 s}{E f_1 r^2} + \frac{y^2 u}{E f_2 r^2} \right\}} \quad (24)$$

oder wenn man allgemein für die obere und untere Gurtung setzt:  
 Querschnitt =  $f$ , Stablänge =  $c$  und einen konstanten Elasticitäts-  
 modul einführt,

$$Q = \frac{\sum_0^a \frac{xy c}{f r^2} + a \sum_0^{\frac{1}{2}l} \frac{y c}{f r^2}}{2 \sum_0^{\frac{1}{2}l} \frac{y^2 c}{f r^2}} \quad (25)$$

$x$  und  $y$  bedeuten hierin die Koordinaten des dem betreffenden Gurt-  
 stabe  $c$  gegenüberliegenden Knotenpunktes,  $r$  die Entfernung dieses  
 Knotenpunktes vom Stabe  $c$ .

Für den durch eine Temperaturänderung von  $t^\circ$  erzeugten Hori-  
 zontalschub erhält man ähnlich wie in No. 3

$$Q_1 = \frac{E a t l}{2 \sum_0^{\frac{1}{2}l} \frac{y^2 c}{f r^2}} \quad (26)$$

Zu bemerken ist, dass die früher entwickelten Spezialformeln  
 für den Bogenträger mit versteiften Zwickeln auch direkt aus Glei-  
 chungen 25 und 26 erhalten werden können, wenn man  $r$  durch die  
 entsprechenden Stablängen ausdrückt.

Mit Hülfe der Formeln 25 und 26 lässt sich nun für Bogenfach-  
 werkträger von beliebiger Form der Horizontalschub in derselben  
 einfachen Weise berechnen, wie dies in dem Beispiele von No. 4 für  
 versteifte Zwickelkonstruktion durchgeführt wurde.

6. Bogenfachwerkträger von konstanter Bogenhöhe.

Sind die Gurtungen überall gleichweit von einander entfernt,  
 also  $r$  konstant, und lässt sich auch der Querschnitt  $f$  konstant  
 setzen, was im Allgemeinen immer zulässig ist, so vereinfacht sich  
 Gleichung 25 zu:

$$Q = \frac{\sum_0^a x y c + a \sum_0^{\frac{1}{2}l} y c}{2 \sum_0^{\frac{1}{2}l} y^2 c} \quad (27)$$

und Gleichung 26 zu:

$$Q_1 = \frac{E \alpha t l f r^2}{\frac{1}{2} l} \dots \dots \dots (28)$$

$$2 \int_0^{\frac{l}{2}} y^2 c$$

$$= \frac{600 l f r^2}{\frac{1}{2} l} \dots \dots \dots (29)$$

$$\int_0^{\frac{l}{2}} y^2 c$$

wenn man  $E = 2000000$ ,  $\alpha = \frac{1}{81200}$ ,  $t = ca 49^\circ$  einsetzt.

Der Werth von  $t$  wurde geringer als in No. 3 gewählt, weil hier die Temperaturen beider Gurtungen nicht beträchtlich von einander abweichen können.

Vorstehende Formeln gelten streng genommen nur für Träger einfachen Systems; sie können jedoch auch auf Träger mehrfachen Systems angewendet werden, wenn man nur unter  $x$  und  $y$  die Koordinaten desjenigen Punktes versteht, welcher der Mitte des betreffenden Gurtstabes in der anderen Gurtung gegenüberliegt.

(Siehe. Stab  $c$  und Punkt  $S$  in Fig. 8 für doppeltes System.)

Geht man zu unendlichfadem Systeme über, bei welchem die einzelnen Gurtstablängen unendlich klein werden, so erhält man die für massive Bogenträger gültigen Formeln. Es bezeichne  $ds_1$  ein oberes,  $ds_2$  ein unteres Gurtelement;  $y_1$  und  $y_2$  die Ordinaten der oberen bzw. unteren Gurtung; die Gleichungen 27 und 29 gehen dann, wenn man bei der Integration die von der oberen und unteren Gurtung herrührenden Glieder trennt, über in:

$$Q = \frac{\int_0^a x y_2 ds_1 + \int_0^a x y_1 ds_2 + a \int_0^{\frac{l}{2}} y_2 ds_1 + a \int_0^{\frac{l}{2}} y_1 ds_2}{2 \int_0^{\frac{l}{2}} y_2^2 ds_1 + 2 \int_0^{\frac{l}{2}} y_1^2 ds_2} \dots \dots \dots (30)$$

$$Q_1 = \frac{600 l f r^2}{\int_0^{\frac{l}{2}} y_2^2 ds_1 + \int_0^{\frac{l}{2}} y_1^2 ds_2} \dots \dots \dots (31)$$

Mit einer geringen Vernachlässigung können in diesen beiden Gleichungen statt der Gurtelemente  $ds_1$  und  $ds_2$  und der Gurtordinaten  $y_1$  und  $y_2$  die Elemente  $ds$  und Ordinaten  $y$  der Bogenmittellinie eingeführt werden. Es entspricht dies der Vernachlässigung der „Tangentialkraft“ in der Theorie der massiven Bogenträger.] Man erhält hierdurch:

$$Q = \frac{\int_0^a x y ds + a \int_0^{\frac{l}{2}} y ds}{\int_0^{\frac{l}{2}} y^2 ds} \dots \dots \dots (32)$$

$$Q_1 = \frac{300 l f r^2}{\int_0^{\frac{l}{2}} y^2 ds} \dots \dots \dots (33)$$

Beispielsweise ergibt sich hieraus bei kreisförmiger Mittellinie, deren Radius =  $R$  und deren Gleichung

$$y = -g + \sqrt{l x - x^2 + g^2},$$

$$Q = \frac{a R (l - a) - 2 g (s - s_a) \cdot a - g \cdot l \cdot s_a + 2 R g y_a}{2 R^2 s + 4 g^2 s - 3 g R l} \dots \dots \dots (34)$$

wo  $s$  = halbe Bogenlänge,  $s_a$  = Bogenlänge von  $o$  bis Abscisse  $a$ ,  $y_a$  = Ordinate für Abscisse  $a$ ,  $g$  = Radius weniger Pfeilhöhe.

Für den durch Temperatureinflüsse etc. erzeugten Horizontalschub erhält man:

$$Q_1 = \frac{600 l f r^2}{R^2 s + 2 g^2 s - 1,5 g R l} \dots \dots \dots (35)$$

Für den Halbkreis wird  $g = 0$ , wodurch sich vorstehende Formeln wesentlich vereinfachen:

$$Q = \frac{4 a (l - a)}{\pi l^2} = \frac{1,280 a (l - a)}{l^2} \dots \dots \dots (36)$$

und

$$Q_1 = \frac{9600 f r^2}{\pi l^2} = \frac{3060 f r^2}{l^2} \dots \dots \dots (37)$$

$$= \frac{2400 f}{\pi} = 765 f = 382,5 l$$

Für flache Bogenträger kann in den Formeln 32 und 33 ohne grossen Fehler  $dx$  statt  $ds$  gesetzt werden; beispielsweise erhält man hieraus für einen flachen Parabelbogen von der Pfeilhöhe  $b$ , dessen Gleichung  $y = \frac{4b}{l^2}(lx - x^2)$

$$Q = \frac{5}{8} \frac{b}{l^2} (a^4 - 2la^3 + l^2a) \dots \dots \dots (38)$$

und

$$Q_1 = 1125 \frac{b^2}{l^3} \dots \dots \dots (39)$$

Anmerkung. In der angenäherten, für flache Bögen gültigen Formel

$$Q = \frac{\int_0^a xy dx + a \int_a^{\frac{l}{2}} y dx}{2 \int_0^{\frac{l}{2}} y^2 dx} \dots \dots \dots (40)$$

bedeutet  $\int_0^a xy dx$  das statische Moment der Fläche I (Fig. 9) be-

züglich der Y Achse,  $\int_a^{\frac{l}{2}} y dx$  den Inhalt der Fläche II. Denkt man

sich die Fläche II um die Richtungslinie der Last  $P$  senkrecht auf-

gebogen, so stellt  $a \cdot \int_a^{\frac{l}{2}} y dx$  das statische Moment der aufgebogenen

Fläche II bezüglich der Y Achse dar, somit  $\int_0^a xy dx + a \int_a^{\frac{l}{2}} y dx$

das statische Moment der geknickten totalen Fläche bezüglich der Y Achse.

$\int_0^{\frac{l}{2}} y^2 dx$  ist gleich dem doppelten statischen Momente der totalen, ungeknickten Fläche I + II bezüglich der X Achse. Diese einfachen Beziehungen gestatten, die Gleichung 40 ohne jede analytische Rechnung durch einfaches Abwägen ausgeschnittener Flächenstücke aufzulösen, worauf jedoch nicht weiter eingegangen werden soll, da der Rechnungsweg immerhin rascher zum Ziele führt.

**B. Bogenfachwerkträger ohne Gelenk.**

(Eingespannte Träger.)

7. Allgemeines Verfahren; Träger von konstanter Bogenhöhe.

Unter die eingespannten Bogenträger sind nur diejenigen Bogenträger zu rechnen, welche vermöge ihrer Auflagerung keine Drehbewegungen an den Widerlagern ausführen können, also in erster Linie die sogenannten steifen Bogenträger, deren Gurten am Auflager nicht zusammengeführt sind (Fig. 10). Bogenträger mit versteiften Zwickeln sind, wenn man von dem ungewöhnlichen Falle einer Verankerung der oberen Gurtung absieht, nicht hieher zu rechnen, da dieselben, auch wenn tatsächlich keine Gelenke an den Widerlagern ausgeführt sind, dennoch kleine Drehbewegungen daselbst ausführen können und somit unter Abtheilung A fallen. —

Zur Bestimmung der ursprünglichen 6 Unbekannten (für jedes Widerlager jeweils der vertikale Auflagerdruck, der Horizontalschub und das Spannungsmoment) dienen in erster Linie die 3 allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen, durch welche die Zahl der Unbekannten auf 3 reduziert wird. Um letztere 3 Unbekannte (als welche  $A$ ,  $Q$  und  $M$  des linkseitigen Widerlagers gewählt werden mögen) zu ermitteln, sind folgende 3 Elasticitätsgleichungen aufzustellen:

1. Aenderung der Spannweite in Folge der äusseren Einflüsse gleich Null,
2. Aenderung der gegenseitigen Höhenlage der Auflager gleich Null,

3. Aenderung des Winkels  $\phi$ , den die Widerlagsflächen mit einander einschliessen, gleich Null.

Die erste Bedingung gibt die in No. 5 aufgestellte Gleichung 22,

$$dl = 0 = \sum_0^l \left\{ -\frac{\sigma s y}{r} + \frac{v u y}{r} \right\} \dots \dots \dots (22)$$

wenn man wie dort den Einfluss der Wandglieder vernachlässigt.

Die Senkung des rechtseitigen Widerlagers gegen das linkseitige erhält man ähnlich wie Gleichung 1 zu:

$$dh = - \sum_0^l \left\{ v(y_i - y_0) + dW \cdot x \right\} \dots \dots \dots (41)$$

wo  $v$  die spezifische Verlängerung eines unteren Gurtstabes,  $y_i$  und  $y_0$  die Ordinaten von dessen rechtseitigem, bzw. linkseitigem Endpunkte,  $dW$  die Vergrößerung eines unteren Knotenpunktwinkels,  $x$  die horizontale Entfernung des betreff. Knotenpunktes vom linkseitigen Auflager der unteren Gurtung.

Berücksichtigt man nur die Aenderungen der Gurtstäbe, so erhält man aus Gleichung 41, ähnlich wie früher, als zweite Elasticitätsgleichung:

$$dh = 0 = \sum_0^l \left\{ -\frac{\sigma s x}{r} + \frac{v u x}{r} \right\} \dots \dots \dots (42)$$

In gleicher Weise ergibt sich die dritte Elasticitätsgleichung zu:

$$d\phi = 0 = \sum_0^l \left\{ -\frac{\sigma s}{r} + \frac{v u}{r} \right\} \dots \dots \dots (43)$$

Sieht man vorerst von den Temperatureinflüssen ab und bezeichnet mit:  $\sigma_1 v_1$  die durch eine im Abstand  $a$  vom linken Auflager aufgehängte Last 1 erzeugten spezifischen Verlängerungen,  $\sigma_2 v_2$  die durch eine vertikale Auflagerreaktion 1 erzeugten spezifischen Verlängerungen,  $\sigma_3 v_3$  die durch einen Horizontalschub 1 erzeugten spezifischen Verlängerungen,  $\sigma_4 v_4$  die durch ein Spannungsmoment\*) 1 erzeugten

\*) Positiv, wenn in der Richtung des Uhrzeigers drehend (s. Fig. 10).

spezifischen Verlängerungen, so gehen die Bestimmungsgleichungen 22, 42, 43 über in:

$$\left. \begin{aligned} \sum_0^l \left\{ (v_1 + A v_2 + Q v_3 + M v_4) \frac{u y}{r} - (\sigma_1 + A \sigma_2 + Q \sigma_3 + M \sigma_4) \frac{s y}{r} \right\} \\ \sum_0^l \left\{ (v_1 + A v_2 + Q v_3 + M v_4) \frac{u x}{r} - (\sigma_1 + A \sigma_2 + Q \sigma_3 + M \sigma_4) \frac{s x}{r} \right\} \\ \sum_0^l \left\{ (v_1 + A v_2 + Q v_3 + M v_4) \frac{u}{r} - (\sigma_1 + A \sigma_2 + Q \sigma_3 + M \sigma_4) \frac{s}{r} \right\} \end{aligned} \right\} (44)$$

Die Werthe von  $v_1 v_2$  etc. sind im gegebenen Falle leicht zu ermitteln. Für den speziellen Fall, dass  $r$  konstant (Träger von konstanter Bogenhöhe), Gurtquerschnitt und Elasticitätsmodul ebenfalls konstant, erhält man nach Einsetzen der betreff. Werthe von  $v_1 v_2$  etc.

$$\left. \begin{aligned} - \sum_0^l (x-a) y c + A \sum_0^l x y c - Q \sum_0^l y^2 c + M \sum_0^l y c = 0 \\ - \sum_0^l (x-a) x c + A \sum_0^l x^2 c - Q \sum_0^l x y c + M \sum_0^l x c = 0 \\ - \sum_0^l (x-a) c + A \sum_0^l x c - Q \sum_0^l y c + M \sum_0^l c = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots (45)$$

wenn man wie in No. 5 die Länge eines Gurtstabes =  $c$  und die Koordinaten des gegenüberliegenden Knotenpunktes =  $x$  und  $y$  (auf das linkseitige Auflager der unteren Gurtung bezogen) setzt.

Für unendlich kleine Gurtstablängen (massiver Träger), und wenn man näherungsweise statt der Gurtelemente und Gurtkoordinaten die Differentiale und die Koordinaten der Bogenmittellinie einführt, gehen die Gleichungen 45 über in:

$$\left. \begin{aligned} -\int_a^l (x-a)y ds + A \int_0^l xy ds - Q \int_0^l y^2 ds + M \int_0^l y ds &= 0 \\ -\int_a^l (x-a)x ds + A \int_0^l x^2 ds - Q \int_0^l xy ds + M \int_0^l x ds &= 0 \\ -\int_a^l (x-a) ds + A \int_0^l x ds - Q \int_0^l y ds + M \int_0^l ds &= 0 \end{aligned} \right\} (46)$$

Selbstverständlich ist jetzt der Koordinatenursprung in den Auflagerpunkt der Bogenmittellinie zu verlegen, und sind auch die Auflagerreaktionen  $A$  und  $Q$  an diesem Punkte wirksam zu denken.

Bei flachen Bögen kann eventuell zur Erleichterung der Rechnung für die Integration  $dx$  statt  $ds$  gesetzt werden.

Um die durch Temperaturänderungen erzeugten äusseren Kräfte  $A$ ,  $Q$ ,  $M$  zu bestimmen, denken wir uns den ganzen Träger gleichmässig um  $t$  Grad erwärmt. Die spezifische Verlängerung ist sodann für alle Stäbe konstant gleich  $\alpha t$ , die Vergrösserung der Spannweite gleich  $\alpha t l$ , die Aenderung der gegenseitigen Höhenlage und des Winkels der beiden Widerlager gleich Null.

Die Bestimmungsgleichungen 22, 42, 43 erhalten hierdurch folgende Form:

$$\left. \begin{aligned} \sum_0^l \left( \alpha t l + (A_1 v_1 + Q_1 v_1 + M_1 v_1) \frac{u y}{r} - (A_1 \sigma_1 + Q_1 \sigma_1 + M_1 \sigma_1) \frac{s y}{r} \right) &= 0 \\ \sum_0^l \left( 0 + (A_1 v_2 + Q_1 v_2 + M_1 v_2) \frac{u x}{r} - (A_1 \sigma_2 + Q_1 \sigma_2 + M_1 \sigma_2) \frac{s x}{r} \right) &= 0 \\ \sum_0^l \left( 0 + (A_1 v_3 + Q_1 v_3 + M_1 v_3) \frac{u}{r} - (A_1 \sigma_3 + Q_1 \sigma_3 + M_1 \sigma_3) \frac{s}{r} \right) &= 0 \end{aligned} \right\} (44a)$$

Vorstehende Gleichungen sind zwar theoretisch nicht ganz genau richtig, in so fern bezüglich der Temperatur die Verlängerungen sämtlicher Stäbe, bezüglich der äusseren Kräfte  $A$ ,  $Q$ ,  $M$ , aber nur diejenigen der Gurtstäbe berücksichtigt wurden. Für die Zwecke der Praxis kommt jedoch diese Ungenauigkeit wegen ihrer Geringfügigkeit nicht weiter in Betracht.

Sind  $r$  und der Gurtquerschnitt  $f$  konstant, so gehen die Gleichungen 44a über in:

$$\left. \begin{aligned} E \alpha t l f r^2 + A_1 \sum_0^l x y c - Q_1 \sum_0^l y^2 c + M_1 \sum_0^l y c &= 0 \\ A_1 \sum_0^l x^2 c - Q_1 \sum_0^l x y c + M_1 \sum_0^l x c &= 0 \\ A_1 \sum_0^l x c - Q_1 \sum_0^l y c + M_1 \sum_0^l c &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (45a)$$

Für unendlich kleine Gurtstablängen ( $c = ds$ ) folgt hieraus:

$$\left. \begin{aligned} E \alpha t l f r^2 + A_1 \int_0^l x y ds - Q_1 \int_0^l y^2 ds + M_1 \int_0^l y ds &= 0 \\ A_1 \int_0^l x^2 ds - Q_1 \int_0^l x y ds + M_1 \int_0^l x ds &= 0 \\ A_1 \int_0^l x ds - Q_1 \int_0^l y ds + M_1 \int_0^l ds &= 0 \end{aligned} \right\} (46a)$$

wo bei flachen Bögen ebenfalls  $dx$  statt  $ds$  gesetzt werden kann.

Die Gleichungen 45 und 45a, bzw. 46 und 46a lösen nun die Aufgabe vollständig, für eine im Abstand  $a$  vom Auflager aufgehängte Last  $l$  und eine Temperaturänderung von  $t$  Grad die Werthe der hierdurch hervorgerufenen Auflagerreaktionen und des Einspannungsmomentes zu bestimmen.

Die weitere Ausrechnung ist im speziellen Falle leicht durchführbar, und soll deshalb bei der geringeren praktischen Wichtigkeit der eingespannten Bogenträger der Gegenstand hier nicht weiter verfolgt werden.

## II. Bestimmung der inneren Kräfte und der Dimensionen.

### 8. Bestimmung der inneren Kräfte (Stabkräfte).

Sind nach den vorigen Nummern die äusseren Kräfte ermittelt, so kann zur Bestimmung der in den einzelnen Stäben wirkenden inneren Kräfte geschritten werden. Das einzuhaltende Verfahren ist kurz folgendes:

Zur Ermittlung der in dem beliebigen Stabe  $d$  (Fig. 11) herrschenden inneren Kraft  $p$  denken wir uns den Träger durch einen Schnitt, welcher ausser dem betrachteten Stabe  $d$  noch zwei andere Stäbe  $s$  und  $u$  trifft, auseinandergeschnitten und bringen an den Schnittstellen der Stäbe die auf den einen (beispielsweise den linksseitigen) Trägertheil wirkenden Stabkräfte an. Dieselben stehen mit den an demselben Trägertheil wirkenden äusseren Kräften im Gleichgewicht und muss daher das statische Moment sämtlicher Kräfte um einen beliebigen Punkt der Bildfläche gleich Null sein. Als Drehpunkt wählen wir den Schnittpunkt der beiden Stabrichtungen  $s$  und  $u$  (Punkt  $K$  der Figur 11), für welchen die statischen Momente der Stabkräfte von  $s$  und  $u$  gleich Null sind. Die Belastung des Trägers bestehe aus einer einzigen Last  $P=1$ , welche an einem Knotenpunkt in der Entfernung  $a$  vom linksseitigen Widerlager aufgehängt sei. Die Koordinaten des Schnittpunktes  $K$  in Bezug auf das linksseitige Auflager der unteren Gurtung seien mit  $\xi$  und  $\eta$ , die senkrechte Entfernung des Punktes  $K$  von der Stabrichtung  $d$  mit  $\zeta$  bezeichnet.

Auf den linksseitigen Trägertheil wirken nun im Allgemeinen von äusseren Kräften: die vertikale Auflagerreaktion  $A$ , der Horizontal Schub  $Q$ , das Spannungsmoment  $M$  (dasselbe ist bei Kämpfergelenken gleich Null), und eventuell die Last 1, je nach dem Aufhängungsorte derselben.

Die Bestimmungsgleichung für die Stabkraft  $p$  (positiv für Zug, negativ für Druck) ist daher:

$A\xi - Q\eta + M - p\zeta = 0$ ,  
wenn die Last rechts von der Schnittstelle hängt.  
Hieraus ergibt sich

$$p = \frac{A\xi - Q\eta + M}{\zeta} \dots \dots \dots (47a)$$

Hängt die Last links von der Schnittstelle, so erhält man in derselbe Weise

$$p = \frac{A\xi - 1(\xi - a) - Q\eta + M}{\zeta} \dots \dots \dots (47b)$$

Hierzu ist noch zu bemerken, dass den Formeln 47 der in Fig. 11 dargestellte spezielle Fall zu Grunde liegt, dass die positive Richtung der Kraft  $p$  im umgekehrten Sinne des Uhrzeigers um den Punkt  $K$  dreht. Für eine andere Disposition, bei welcher die positive Kraft  $p$  im Sinne des Uhrzeigers um den Schnittpunkt  $K$  dreht, würden sämtliche Glieder auf der rechten Seite der Gleichungen 47 entgegengesetztes Vorzeichen erhalten.

Die Gleichungen 47 sollen nun für den Spezialfall eines Bogenträgers mit versteifter Zwickelkonstruktion und zwei Kämpfergelenken weiter entwickelt und auf ein Zahlenbeispiel angewendet werden.

Wir setzen wie in No. 2 einen symmetrischen Träger mit gleichbreiten Feldern, horizontaler Obergurt, vertikalen Ständern und nach der Mitte fallenden Diagonalen voraus (Fig. 12); die Lasten wirken in den Knotenpunkten der oberen Gurtung.

Für einen Stab  $s$  der oberen Gurtung gehen dann die Gleichungen 47 über in:

$$p = \frac{Qy}{h} - \frac{(l-a)x}{lh}$$

wenn die Last rechts von der Schnittstelle hängt, d. h. für  $x \leq a$  und

$$p = \frac{Qy}{h} - \frac{(l-x)a}{lh}$$

wenn die Last links von der Schnittstelle hängt, d. h. für  $x \geq a$ , wobei sich  $h$ ,  $x$  und  $y$  wie früher auf den dem Gurtstab  $s$  gegenüber liegenden Knotenpunkt der unteren Gurtung beziehen.

Bezeichnet man mit  $z$  die Felderzahl,  $m$  die Ordnungszahl des belasteten Knotenpunkts vom linksseitigen Auflager her gerechnet (in Fig. 12 gleich 8),  $n$  die Ordnungszahl des betr. Knotenpunkts vom

rechten Auflager her gerechnet (in Fig. 12 gleich 4), so kann man, da die Feldbreite konstant angenommen ist, setzen:

$$\frac{a}{l} = \frac{m}{z}, \quad \frac{l-a}{l} = \frac{n}{z},$$

wodurch obige Gleichungen folgende Form annehmen:

$$p = \frac{Qy}{h} - \frac{n}{z} \frac{x}{h} \text{ für } x \leq a \dots (48a)$$

$$p = \frac{Qy}{h} - \frac{m}{z} \frac{(l-x)}{h} \text{ für } x \geq a \dots (48b)$$

Aehnlich erhält man für die untere Gurtung:

$$p = -\frac{Qbu}{hs} + \frac{(l-a)xu}{lhs} = -\frac{Qbu}{hs} + \frac{nxu}{zhs}, \quad x \leq a \dots (49a)$$

$$p = -\frac{Qbu}{hs} + \frac{(l-x)au}{lhs} = -\frac{Qbu}{hs} + \frac{m(l-x)u}{zhs}, \quad x \geq a \dots (49b)$$

für die Diagonalen:

$$p = -\frac{Qb(h-h_1)d}{hh_1s} + \frac{l-a}{l} \left( \frac{x(h-h_1)d}{hh_1s} + \frac{d}{h_1} \right) = -\frac{Qb(h-h_1)d}{hh_1s} + \frac{n}{z} \left( \frac{x(h-h_1)d}{hh_1s} + \frac{d}{h_1} \right) \text{ für } x < a \dots (50a)$$

$$p = -\frac{Qb(h-h_1)d}{hh_1s} + \frac{a}{l} \left( \frac{(l-x)(h-h_1)d}{hh_1s} - \frac{d}{h_1} \right) = -\frac{Qb(h-h_1)d}{hh_1s} + \frac{m}{z} \left( \frac{(l-x)(h-h_1)d}{hh_1s} - \frac{d}{h_1} \right) \text{ für } x \geq a \dots (50b)$$

für die Vertikalen:

$$p = \frac{Qb(h-h_1)}{hs} - \frac{l-a}{l} \left( \frac{x(h-h_1)}{hs} + 1 \right) = \frac{Qb(h-h_1)}{hs} - \frac{n}{z} \left( \frac{x(h-h_1)}{hs} + 1 \right) \text{ für } x \leq a \dots (51a)$$

$$p = \frac{Qb(h-h_1)}{hs} - \frac{a}{l} \left( \frac{(l-x)(h-h_1)}{hs} - 1 \right) = \frac{Qb(h-h_1)}{hs} - \frac{m}{z} \left( \frac{(l-x)(h-h_1)}{hs} - 1 \right) \text{ für } x > a \dots (51b)$$

Die einzelnen Buchstabengrößen haben in diesen Gleichungen die in No. 2 angegebene Bedeutung. Mit Hilfe der Werthe von  $p$  können nun leicht die durch be-

liebige ruhende oder bewegliche Lasten hervorgerufenen Stabkräfte bestimmt werden:

Zuerst sind für den betrachteten Stab (beispielsweise der oberen Gurtung) sämtliche Kräfte  $p$  zu berechnen, indem man successive die Last 1 an sämtlichen Knotenpunkten wirksam denkt.

Die durch ruhende Last erzeugten Stabkräfte erhält man dann, wenn man sämtliche Größen  $p$ , nach vorheriger Multiplikation mit den in den betreffenden Knotenpunkten konzentrierten Lasten  $P$ , zu einander addirt:

$$S_i = \sum (p \cdot P);$$

Für die durch die bewegliche Belastung erzeugten Maxima und Minima der Stabkräfte sind das eine Mal nur die positiven  $p$ , das andere Mal nur die negativen  $p$ , nach vorheriger Multiplikation mit den Knotenpunktbelastungen  $II$ , zu addiren:

$$\max. S_i = \sum (+p II)$$

$$\min. S_i = \sum (-p II)$$

Die durch die Temperaturänderungen etc. erzeugten Stabkräfte sind:

für die oberen Gurtungsstäbe	$S_i = \frac{Q_1 y}{h}$	} (52)
" " unteren " "	$U_i = -\frac{Q_1 b u}{hs}$	
" " Diagonalen	$D_i = -\frac{Q_1 b (h-h_1) d}{hh_1s}$	
" " Vertikalen	$H_i = \frac{Q_1 b (h-h_1)}{hs}$	

9. Fortsetzung: Zahlenbeispiel.

Für den in No. 4 betrachteten Träger (Fig. 5) sollen nun für je einen Stab der oberen Gurtung, unteren Gurtung, der Diagonalen und Vertikalen die inneren Kräfte ermittelt werden. Es wird hierbei für die ruhende Last (Eigengewicht) eine konstante Knotenpunktbelastung von 1600 Klg., für die bewegte eine solche von 6200 Klg. in Rechnung gestellt.

Obere Gurtung, Stab  $s_1$ .

Die in die Gleichungen 48 einzuführenden Zahlenwerthe sind nach No. 4

$y = 248, h = 62, z (\text{Federzahl}) = 11, x = 5 \cdot 210 = 1050,$   
 $l - x = 6 \cdot 210 = 1260.$

Die Gleichungen 48 gehen hierdurch über in:

$p = Q \cdot \frac{248}{62} - n \cdot \frac{1050}{11 \cdot 62} = 4Q - 1,54 n \text{ für } x \leq a. (48a)$

$p = Q \cdot \frac{248}{62} - \frac{m \cdot 1260}{11 \cdot 62} = 4Q - 1,847 m \text{ für } x \geq a. (48b)$

Bezeichnet man die Kraft  $p$ , welche von einer Knotenpunktbelastung = 1 herrührt, je nach dem Knotenpunkt, an welchem die Last hängt, successive mit  $p_1, p_2, p_3$  etc. und wählt dann die Werthe von  $Q$  nach der Tabelle in No. 4 für  $\beta = 2$ , so erhält man:

Nach Formel 48a	Formel 48b	$p_1 = 4 \cdot 0,405 - 1,847 \cdot 1 = -0,227$	} $\Sigma(-p) = -6,433$	} $\Sigma p = -6,157$	
		$p_2 = 4 \cdot 0,8 - 1,847 \cdot 2 = -0,494$			
		$p_3 = 4 \cdot 1,174 - 1,847 \cdot 3 = -0,845$			
		$p_4 = 4 \cdot 1,496 - 1,847 \cdot 4 = -1,404$			
		$p_5 = 4 \cdot 1,706 - 1,847 \cdot 5 = -2,411$			
		$p_6 = 4 \cdot 1,706 - 1,54 \cdot 5 = -0,876$			
		$p_7 = 4 \cdot 1,496 - 1,54 \cdot 4 = -0,176$			
		$p_8 = 4 \cdot 1,174 - 1,54 \cdot 3 = +0,076$			
		$p_9 = 4 \cdot 0,8 - 1,54 \cdot 2 = +0,120$			} $\Sigma(+p) = +0,276$
		$p_{10} = 4 \cdot 0,405 - 1,54 \cdot 1 = +0,080$			

Zu bemerken ist, dass  $p_s$  auch nach Formel 48a hätte berechnet werden können.

Die durch das Eigengewicht erzeugte innere Kraft ist nun

$S_1 = \Sigma(pP) = -6,157 \cdot 6200 = -9851 \text{ Klg,}$

das Maximum der durch die bewegte Last erzeugten Kraft

$\text{max. } S_2 = \Sigma(+pH) = +0,276 \cdot 6200 = +1711 \text{ Klg,}$

das Minimum  $S_3 = \Sigma(-pH) = -6,433 \cdot 6200 = -39885 \text{ Klg.}$

Durch die Temperaturänderungen wird nach No. 4 für  $\beta = 2$  und  $f = 100$  ein Horizontalschub von  $\pm 14200 \text{ Klg.}$  erzeugt. Derselbe bewirkt nach Gleichung 52 eine Stabspannung

$S_4 = \pm \frac{14200 \cdot 248}{62} = \pm 56800 \text{ Klg.}$

Fasst man die gefundenen Resultate zusammen, so schwanken bei höchster Temperatur die Stabkräfte zwischen

$-9851 + 1711 + 56800 = +48660 \text{ Klg.}$   
 und  $-9851 - 39885 + 56800 = +7064 \text{ "}$

bei niedrigster Temperatur zwischen

$-9851 + 1711 - 56800 = -64940 \text{ Klg.}$   
 und  $-9851 - 39885 - 56800 = -106536 \text{ "}$

Untere Gurtung; Stab  $u_2$

$b = 310, u = 216, s = 210, h = 161, x = 2 \cdot 210 = 420, l - x = 9 \cdot 210 = 1890, z = 11.$

$p = -\frac{Q \cdot 310 \cdot 216}{161 \cdot 210} + \frac{n \cdot 420 \cdot 216}{11 \cdot 161 \cdot 210} = -1,98 Q + 0,244 n; x \leq a (49a)$

$p = -1,98 Q + \frac{m \cdot 9 \cdot 210 \cdot 216}{11 \cdot 161 \cdot 210} = -1,98 Q + 1,1 m; x \geq a. (49b)$

Nach Formel 49a	Formel 49b	$p_1 = -1,98 \cdot 0,405 + 1,1 \cdot 1 = +0,298$	} $\Sigma(+p) = 0,914$	} $\Sigma p = -10,018$	
		$p_2 = -1,98 \cdot 0,8 + 1,1 \cdot 2 = +0,616$			
		$p_3 = -1,98 \cdot 1,174 + 0,244 \cdot 3 = -0,372$			
		$p_4 = -1,98 \cdot 1,496 + 0,244 \cdot 4 = -1,254$			
		$p_5 = -1,98 \cdot 1,706 + 0,244 \cdot 5 = -1,915$			
		$p_6 = -1,98 \cdot 1,706 + 0,244 \cdot 5 = -2,159$			
		$p_7 = -1,98 \cdot 1,496 + 0,244 \cdot 4 = -1,986$			
		$p_8 = -1,98 \cdot 1,174 + 0,244 \cdot 3 = -1,592$			
		$p_9 = -1,98 \cdot 0,8 + 0,244 \cdot 2 = -1,096$			} $\Sigma(-p) = -10,932$
		$p_{10} = -1,98 \cdot 0,405 + 0,244 \cdot 1 = -0,558$			

$U_1 = -10,018 \cdot 6200 = -16029 \text{ Klg.}$

$\text{max. } U_2 = +0,914 \cdot 6200 = +5667 \text{ "}$

$\text{min. } U_3 = -10,932 \cdot 6200 = -67778 \text{ "}$

$U_4 = \pm \frac{14200 \cdot 310 \cdot 216}{161 \cdot 210} = \pm 28116 \text{ Klg. . . (52)}$

Bei höchster Temperatur schwanken die Stabkräfte zwischen

$-16029 + 5667 - 28116 = -38478 \text{ Klg.}$

und  $-16029 - 67778 - 28116 = -111923 \text{ "}$

bei niedrigster Temperatur zwischen

$-16029 + 5667 + 28116 = +17754 \text{ Klg.}$

und  $-16029 - 67778 + 28116 = -55691 \text{ "}$

Diagonale  $d_1$

$b = 310, h = 161, h_1 = 112, d = 238, s = 210, z = 11, l - x = 9 \cdot 210 = 1890,$   
 $x = 2 \cdot 210 = 420.$

$p = -\frac{Q \cdot 310 \cdot (161 - 112) \cdot 238}{161 \cdot 112 \cdot 210} + \frac{n \cdot (2 \cdot 210 \cdot (161 - 112) \cdot 238)}{11 \cdot (161 \cdot 112 \cdot 210)} + \frac{238}{112}$   
 $= -0,954 Q + 0,31 n; x < a \dots (50a)$   
 3

$$p = -0,954 Q + \frac{m}{11} \left( \frac{9 \cdot 210 (161 - 112) 238}{161 \cdot 112 \cdot 210} - \frac{238}{112} \right) = -0,954 Q + 0,337 m; \quad x \geq a \dots \dots \dots (50b)$$

Formel 50 a	}	$p_1 = -0,954 \cdot 0,405 + 0,337 \cdot 1 = -0,049$	}	$\Sigma p = +1,525$
		$p_2 = -0,954 \cdot 0,8 + 0,337 \cdot 2 = -0,089$		
		$p_3 = -0,954 \cdot 1,174 + 0,31 \cdot 8 = +1,360$		
		$p_4 = -0,954 \cdot 1,496 + 0,31 \cdot 7 = +0,743$		
		$p_5 = -0,954 \cdot 1,706 + 0,31 \cdot 6 = +0,233$		
		$p_6 = -0,954 \cdot 1,706 + 0,31 \cdot 5 = -0,077$		
		$p_7 = -0,954 \cdot 1,496 + 0,31 \cdot 4 = -0,187$		
		$p_8 = -0,954 \cdot 1,174 + 0,31 \cdot 3 = -0,190$		
		$p_9 = -0,954 \cdot 0,8 + 0,31 \cdot 2 = -0,143$		
		$p_{10} = -0,954 \cdot 0,405 + 0,31 \cdot 1 = -0,076$		

$D_1 = +1,525 \cdot 1600 = 2440 \text{ Klg.}$   
 $\text{max. } D_2 = +2,336 \cdot 6200 = 14483 \text{ "}$   
 $\text{min. } D_3 = -(0,138 + 0,673) 6200 = -5028 \text{ Klg.}$   
 $D_4 = \mp 0,954 \cdot 14200 = \mp 13547 \text{ Klg.}$

Die Stabkräfte schwanken bei höchster Temperatur zwischen  
 $+2440 + 14483 - 13547 = +3376 \text{ Klg.}$   
 und  $+2440 - 5028 - 13547 = -16135 \text{ "}$   
 bei niedrigster Temperatur zwischen

$+2440 + 14483 + 13547 = +30470 \text{ Klg.}$   
 und  $+2440 - 5028 + 13547 = +10959 \text{ "}$

Es möge darauf hingewiesen werden, dass bei gleichmässiger, totaler Belastung (Eigengewicht) die Diagonalen keineswegs spannungslos sind, wie vielfach angenommen wird, sondern, wie in vorstehendem Zahlenbeispiele, bei totaler Belastung nahezu ihre Maximalspannung erleiden können.

Vertikale  $h_2$

$b = 310, h = 161, h_1 = 112, s = 210, z = 11, l - x = 9 \cdot 210 = 1890,$   
 $x = 2 \cdot 210 = 420$

$$p = \frac{Q \cdot 310 \cdot (161 - 112)}{161 \cdot 210} - \frac{n}{11} \left( \frac{2 \cdot 210 (161 - 112)}{161 \cdot 210} + 1 \right) = 0,45 Q - 0,146 n; \quad x \leq a \dots \dots \dots (51a)$$

$$p = 0,45 Q - \frac{m}{11} \left( \frac{9 \cdot 210 (161 - 112)}{161 \cdot 210} - 1 \right) = 0,45 Q - 0,158 m; \quad x > a \quad (51b)$$

Formel 51 a	}	$p_1 = 0,45 \cdot 0,405 - 0,158 \cdot 1 = +0,024$	}	$\Sigma p = -1,706$
		$p_2 = 0,45 \cdot 0,8 - 0,146 \cdot 9 = -0,954$		
		$p_3 = 0,45 \cdot 1,174 - 0,146 \cdot 8 = -0,640$		
		$p_4 = 0,45 \cdot 1,496 - 0,146 \cdot 7 = -0,349$		
		$p_5 = 0,45 \cdot 1,706 - 0,146 \cdot 6 = -0,108$		
		$p_6 = 0,45 \cdot 1,706 - 0,146 \cdot 5 = +0,038$		
		$p_7 = 0,45 \cdot 1,496 - 0,146 \cdot 4 = +0,089$		
		$p_8 = 0,45 \cdot 1,174 - 0,146 \cdot 3 = +0,090$		
		$p_9 = 0,45 \cdot 0,8 - 0,146 \cdot 2 = +0,068$		
		$p_{10} = 0,45 \cdot 0,405 - 0,146 \cdot 1 = +0,036$		

$H_1 = -1,706 \cdot 1600 = -2730 \text{ Klg.} \dots \dots (52)$

Dieser Werth von  $H_1$  bedarf in so fern noch einer Korrektur, als das Eigengewicht nicht nur in den Knotenpunkten der oberen Gurtung, wie bei Aufstellung der Formeln 51 angenommen worden, sondern auch theilweise in denen der unteren Gurtung wirksam zu denken ist. Beträgt dieser Theil 600 Klg., so ist dem oben berechneten Werthe von  $H_1$  noch eine Zugkraft, zur Uebertragung dieser 600 Klg. von dem unteren Knotenpunkt auf den oberen, zuzufügen.

$H_1 = -2730 + 600 = -2130 \text{ Klg.}$

Die übrigen Kräfte erhält man wie früher:

$\text{max. } H_2 = +(0,024 + 0,321) 6200 = +2139 \text{ Klg.}$   
 $\text{min. } H_2 = -2,051 \cdot 6200 = -12716 \text{ Klg.}$   
 $H_3 = \pm 0,45 \cdot 14200 = \pm 6390 \text{ Klg.}$

Die Stabkräfte schwanken bei höchster Temperatur zwischen:

$-2130 + 2139 + 6390 = +6399 \text{ Klg.}$   
 und  $-2130 - 12716 + 6390 = -8456 \text{ "}$

bei niedrigster Temperatur zwischen:

$-2130 + 2139 - 6390 = -6381 \text{ Klg.}$   
 und  $-2130 - 12716 - 6390 = -21236 \text{ "}$

10. Fortsetzung: Bestimmung der ungünstigsten Laststellung bei konzentrirten Lasten (Eisenbahnzüge).

Besteht die mobile Belastung aus einzelnen konzentrirten Lasten, so sind die einzelnen Knotenpunktsbelastungen verschieden gross und

ändern je nach der Laststellung ihre Werthe; es ist daher vor Allem die ungünstigste Laststellung zu ermitteln.

Das anzuwendende Verfahren wird am besten an einem Beispiele deutlich. Es sei für den unteren Gurtstab  $u$ , die ungünstigste Laststellung des in Fig. 13 dargestellten Eisenbahnzugs zur Erzeugung der Minimalstabskraft (grösste Druckkraft) zu bestimmen.

Aus den in der vorigen Nummer ausgerechneten Werthen  $p$  geht zunächst hervor, dass der Zug so aufzustellen ist, dass die schwersten Lasten in die Nähe des Knotenpunkts 6 zu stehen kommen, da  $p_6$  ein Maximalwerth. Bei einiger Uebung lässt sich diese ungünstigste Laststellung genau genug schätzungsweise annehmen, da geringe Abweichungen von der theoretisch ungünstigsten Stellung keinen nennenswerthen Einfluss auf die Stabkräfte ausüben. Ferner ist auch mit Rücksicht darauf, dass jedenfalls noch andere Züge, als der der Rechnung zu Grunde gelegte, die Brücke befahren werden, eine absolut genaue Bestimmung der ungünstigsten Laststellung von keinem grossen praktischen Werthe.

Des theoretischen Interesses wegen möge jedoch in Nachstehendem das genaue Verfahren angegeben werden.

Befindet sich eine Last  $P$  zwischen dem  $m^{\text{ten}}$  u.  $m + 1^{\text{ten}}$  Knotenpunkte, in der Entfernung  $x$  von letzterem, so ist die von demselben im betrachteten Stabe erzeugte Kraft

$$U = \left( p_m \frac{x}{s} + p_{m+1} \left( 1 - \frac{x}{s} \right) \right) P,$$

wenn mit  $s$  die konstante Feldbreite bezeichnet wird.

Bewegt sich  $P$  um  $dx$  nach links, so ändert sich  $U$  um

$$dU = (+ p_m - p_{m+1}) \frac{P}{s} dx.$$

Für einen ganzen Lastzug ist die Aenderung von  $U$  bei einer kleinen Bewegung  $dx$  nach links:

$$dU = \frac{dx}{s} \sum (p_m - p_{m+1}) P. \dots (53)$$

Je nachdem nun der Summenausdruck von gleichem Zeichen mit  $U$  ist oder nicht, wird die Stabkraft  $U$  durch eine Bewegung nach links vergrössert oder verkleinert.

Man nehme nun eine passend scheinende Stellung des Lastzugs an und berechne den Summenausdruck  $\sum (p_m - p_{m+1}) P$ . Ist derselbe von gleichem Zeichen mit  $U$ , so ist der Zug weiter nach links, im entgegengesetzten Falle weiter nach rechts zu verschieben. Nehmen wir den ersteren Fall an, so muss die Verschiebung nach links soweit fortgesetzt werden bis ein Rad in ein benachbartes Feld oder ein neues Rad auf den Träger tritt. Für diese neue Stellung ist der Summenausdruck von Neuem aufzustellen. Ist derselbe wieder von gleichem Zeichen mit  $U$ , so ist der Lastzug noch weiter nach links zu verschieben, im entgegengesetzten Falle ist die ungünstigste Laststellung erreicht. Für dieselbe muss somit stets ein Rad über einem Knotenpunkt stehen.

Um zu erfahren, welches Rad beim Verschieben des Lastzugs zunächst in ein anderes Feld übertritt, bedient man sich am besten zweier Papierstreifen, deren einer die Feldeintheilung, deren anderer die Radstände aufgezeichnet trägt, und welche man an einander schiebt.

Um wieder auf das gewählte Beispiel zurückzukommen, so sei in Fig. 14 die vorläufig angenommene Laststellung aufgezeichnet, bei welcher Rad III auf Knotenpunkt 6 steht.

Für eine Verschiebung nach links, wobei Rad III nach Feld 5-6 zu rechnen ist, erhält man:

$$\begin{aligned} \sum (p_m - p_{m+1}) P &= 6200 (-1,254 + 1,915 - 2,2915 + 2,2159 - 2,159 + 1,986) \\ &\quad + 4000 (-1,592 + 1,096 - 1,096 + 0,558 - 0,558 - 0) \\ &= -316,8, \text{ somit negativ.} \end{aligned}$$

Da nun die Minimalstabskraft  $U$  (grösste Druckkraft) ebenfalls negatives Vorzeichen hat, so ist hiernach der Lastzug weiter nach links zu verschieben. Hierbei tritt zuerst Rad VII aus Feld 10-11 über Knotenpunkt 10 in Feld 9-10. Bei dieser neuen Stellung (Fig. 15) ist für Bewegung nach links:

$$\begin{aligned} \sum (p_m - p_{m+1}) P &= 6200 (-1,254 + 1,915 - 2,1,915 + 2,2,159 - 2,159 + 1,986) \\ &\quad + 4000 (-1,592 + 1,096 - 2 \cdot 1,096 + 2 \cdot 0,558) \\ &= -236,8. \end{aligned}$$

Da dieser Werth immer noch negativ ist, muss der Lastzug noch weiter links verschoben werden bis Rad II auf Knotenpunkt 5 tritt (Fig. 16). Hierfür ist:

$$\begin{aligned} \Sigma(p_m - p_m + 1)P &= 6200(-2.1,254 + 2.1,915 - 1,915 + 2,159 - 2,159 + 1,986) \\ &+ 4000(-1,592 + 1,096 - 2 \cdot 1,096 + 2 \cdot 0,558) \\ &= + 2348,6. \end{aligned}$$

Dieser Werth ist positiv, also von entgegengesetztem Vorzeichen wie die grösste Druckkraft  $U$ ; der Lastzug darf nicht mehr weiter nach links geschoben werden und hat sonach mit Rad II auf Knotenpunkt 5 seine ungünstigste Stellung erreicht. Die entsprechende grösste Druckkraft ist hiefür:

$$\begin{aligned} U &= 6200 \left( \frac{130}{210} p_1 + \left( \frac{80}{210} + 1 + \frac{80}{210} \right) p_2 + \frac{130 + 160}{210} p_3 + \frac{50}{210} p_4 \right) \\ &+ 4000 \left( \frac{110}{210} p_5 + \frac{100 + 185 + 50}{210} p_6 + \frac{25 + 160}{210} p_7 \right). \end{aligned}$$

Setzt man für die verschiedenen  $p$  ihre Zahlenwerthe ein, welche sämmtlich negatives Vorzeichen besitzen, so erhält man schliesslich:

$$U = - 59444 \text{ Klg.}$$

Für die ursprünglich gewählte Laststellung mit Rad III auf Knotenpunkt 6 hätte man erhalten:

$$U = - 58555 \text{ Klg.}$$

somit einen nur ca. 1,5% kleineren Werth als bei der ungünstigsten Laststellung.

Handelt es sich um die Bestimmung der Maximalstabskraft im Stab  $u_2$  (grösste Zugspannung), so sei der Lastzug vorläufig so aufgestellt, dass Rad I über dem Knotenpunkt 2 steht (Fig. 17).

Für die Verschiebung nach links, wobei Rad I nach Feld 1-2 zu rechnen ist, erhält man:

$$\Sigma(p_m - p_m + 1)P = 6200(2,0 - 2 \cdot 0,298 + 2 \cdot 0,298 - 2 \cdot 0,616) = - 7638.$$

Da die Maximalkraft  $U$  positiv, der vorstehende Summenausdruck aber negativ, so darf zur Erzielung der ungünstigsten Laststellung der Zug nicht nach links verschoben werden.

Für eine Verschiebung nach rechts, wobei Rad I nach Feld 2-3 zu rechnen ist, ergibt sich:

$$\Sigma(p_m + 1 - p_m)P = 6200(-0,372 - 0,616 + 0,616 - 0,298 + 2 \cdot 0,298 - 2,0) = - 459.$$

Da dieser Ausdruck ebenfalls negativ ist, so darf der Zug auch nicht nach rechts verschoben werden, und ist somit die Stellung mit Rad I auf Knotenpunkt 2 die ungünstigste Laststellung. Die Stabskraft ist hiefür:

$$U = 6200 \left( \left( 1 + \frac{80}{210} \right) 0,616 + \frac{130 + 160 + 30}{210} \cdot 0,298 \right) = + 8089 \text{ Klg.}$$

Während man bei gewöhnlichen Balkenträgern die Bestimmung der Stabspannungen statt mit konzentrierten Lasten auch mit gleichförmig vertheilten Belastungsäquivalenten durchführen kann, wenn man nur der bekannten Variation der letzteren entsprechend Rechnung trägt, ist ein ähnliches Verfahren in vorliegendem Falle unstatthaft, da hier die Belastungsäquivalente nicht nur von den Abscissen der einzelnen Stäbe sondern überhaupt von der ganzen geometrischen Gestalt des Trägers abhängen. Dieselben sind daher in jedem einzelnen Falle verschieden gross, und ist die Aufstellung einer allgemein gültigen Tabelle, wie bei gewöhnlichen Fachwerkträgern, unmöglich. Eine Berechnung der Belastungsäquivalente wäre überhaupt erst nachträglich, nach erfolgter Bestimmung der Stabskräfte, ausführbar.

Man ist somit bei Eisenbahnbogenbrücken mit versteiften Zwickeln gezwungen, die Stabskräfte für konzentrierte Lasten in der oben dargelegten Weise zu bestimmen. Für Strassenbrücken dagegen genügt im Allgemeinen das einfachere Verfahren von No. 9.

Es möge hier noch darauf hingewiesen werden, dass die Ermittlung der „Belastungsscheiden“ mit Hilfe der „Kämpferdrucklinie“ für die Rechnung mit konzentrierten Lasten wenig praktischen Werth hat, da man hierdurch nur diejenigen Punkte kennen lernt, in welchen die Lasten keinen Einfluss auf den betrachteten Stab ausüben, über diejenigen Laststellungen dagegen, welche Maximalspannungen erzeugen, nicht den geringsten Aufschluss erhält.

#### 11. Bestimmung der Querschnittsgrössen.

Die Bestimmung der Querschnittsgrössen hat nicht nur mit Rücksicht auf die grössten Werthe der Stabskräfte sondern auch auf

die bei variabler Beanspruchung auftretenden Spannungsdifferenzen zu erfolgen.

Bezüglich der Art und Weise, wie letztere zu berücksichtigen sind, existiren zahlreiche Methoden, von denen jedoch zur Zeit keine einen thatsächlichen Vorzug vor den übrigen beanspruchen kann, da die wenigen zu Grunde liegenden Versuchsergebnisse unter Verhältnissen angestellt wurden, welche nur geringe Aehnlichkeit mit den bei eisernen Brücken stattfindenden besitzen.

Von den bestehenden Methoden gibt der Verfasser der von Lippold im „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1879“ veröffentlichten den Vorzug, da dieselbe für den praktischen Gebrauch bequem ist und angemessene Resultate liefert.

Lippold legt den Hauptnachdruck auf das plötzliche Eintreten der Spannungswechsel; bezeichnet man mit  $A$  das Minimum, mit  $B$  das Maximum der Stabkraft, wo  $A$  und  $B$  vorerst gleichen Sinn besitzen mögen, so steigt bei plötzlichem Uebergang von  $A$  nach  $B$  die Stabkraft momentan auf  $2B - A$  und oscillirt dann um die Gleichgewichtslage, für welche ihr Werth  $B$  beträgt. Der erforderliche Querschnitt  $f$  ist mit Rücksicht auf diese grösste Momentankraft zu bestimmen und wird erhalten, indem man die Momentankraft  $2B - A$  durch den zulässigen Spannungscoefficienten für ruhende Belastung (nachstehend in der Regel für Zug und Druck zu  $K = 1200$  Klg. pro  $\square$ cm. angenommen) dividirt:

$$f = \frac{2B - A}{K} \dots \dots \dots (54)$$

Besitzen  $A$  und  $B$  ungleichen Sinn (z. B.  $A$  Druck,  $B$  Zug), so sind die einem plötzlichen Spannungswechsel entsprechenden grössten Momentankräfte in derselben Weise

$2B - A$  für Zug,  $2A - B$  für Druck,  
und die erforderlichen Querschnitte

$$\left. \begin{aligned} f &= \frac{2B - A}{K} \text{ für Zug} \\ f &= \frac{2A - B}{K} \text{ für Druck} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (55)$$

Die oftmalige Wiederholung der Spannungswechsel, auf welche die meisten anderen Autoren nach Wöhler's Vorgang das Haupt-

gewicht legen, ist nach Lippold nur von untergeordneter Bedeutung; doch muss immerhin eine bestimmte Anzahl von Spannungswechseln vor sich gehen, ehe die Momentankräfte ihre obigen Maximalwerthe erreichen können.

Die Spannungswechsel in Folge von Temperaturänderungen treten verhältnissmässig langsam ein und können daher keine gesteigerten Momentankräfte hervorrufen. Es ist somit zur Berechnung der Querschnitte nicht erforderlich, die absoluten Maxima und Minima der Stabkräfte einzuführen, welche in getrennten Zeitmomenten (Sommer und Winter) eintreten, sondern nur diejenigen, welche in unmittelbar aufeinanderfolgenden Zeitmomenten stattfinden können. Es genügt zu diesem Zwecke, die Momentankräfte bei grösster Wärme und grösster Kälte zu ermitteln und aus dem grösseren dieser beiden Werthe den Querschnitt zu bestimmen.

Zur Erläuterung des Verfahrens sollen für die in No. 9 berechneten Stabkräfte die erforderlichen Querschnitte ermittelt werden.

Obere Gurtung; Stab  $s_1$ .

Bei höchster Temperatur schwanken die Stabkräfte zwischen:  
 $+ 7064$  und  $+ 48660$  Klg.

Der erforderliche Querschnitt ist somit nach Gleichung 54:

$$f = \frac{2 \cdot 48660 - 7064}{1200} = 75,2 \square \text{cm. (für Zug),}$$

bei niedrigster Temperatur sind die Grenzen:

$$- 106536 \text{ und } - 64940 \text{ Klg.}$$

$$\text{somit } f = \frac{2 \cdot 106536 - 64940}{1200} = 123,4 \square \text{cm. (für Druck).}$$

Hiernach ist der Querschnitt gleich  $123,4$  zu wählen; eine weitere Verstärkung desselben wegen Knicken erscheint bei den gebräuchlichen Gurtformen nicht erforderlich.

Untere Gurtung; Stab  $u_1$ .

Grenzen der Kräfte bei höchster Temperatur:

$$- 38478 \text{ und } - 111923 \text{ Klg.}$$

$$f = \frac{2 \cdot 111923 - 38478}{1200} = 154,5 \square \text{cm. (für Druck)}$$

Grenzen bei niedrigster Temperatur:

$$+ 17754 \text{ und } - 55691 \text{ Klg.}$$

Die Gleichungen 55 liefern nun:

$$f = \frac{2 \cdot 17754 + 55691}{1200} = 76,0 \text{ cm. (für Zug)}$$

$$f = \frac{17754 + 2 \cdot 55691}{1200} = 107,6 \text{ cm. (für Druck).}$$

Die Querschnittsgrösse muss somit 154,5 cm. betragen, da man auch hier von einer besonderen Verstärkung gegen Knicken absehen kann.

Diagonale  $d_1$ .

Grenzen der Kräfte bei höchster Temperatur:

$$+ 3376 \text{ und } - 16135 \text{ Klg.}$$

nach Gleichung 55:

$$f = \frac{2 \cdot 3376 + 16135}{1200} = 19,1 \text{ cm. (für Zug)}$$

$$f = \frac{3376 + 2 \cdot 16135}{1200} = 29,7 \text{ cm. (für Druck).}$$

Grenzen bei niedrigster Temperatur:

$$+ 30470 \text{ und } + 10959 \text{ Klg.}$$

nach Gleichung 54:

$$f = \frac{2 \cdot 30470 - 10959}{1200} = 41,6 \text{ cm. (für Zug).}$$

Es ist hiernach der Querschnitt 41,6 cm. gross zu wählen; da der Druckquerschnitt nur 29,7 cm. betragen muss, so dürfte der gewählte Querschnitt auch gegen Knicken die erforderliche Sicherheit gewähren.

Vertikale  $h_2$ .

Grenzen der Kräfte bei höchster Temperatur:

$$+ 6399 \text{ und } - 8456 \text{ Klg.}$$

$$f = \frac{2 \cdot 6399 + 8456}{1200} = 17,7 \text{ cm. (für Zug)}$$

$$f = \frac{6399 + 2 \cdot 8456}{1200} = 19,4 \text{ (für Druck).}$$

Grenzen bei niedrigster Temperatur

$$- 6381 \text{ und } - 21236 \text{ Klg.}$$

$$f = \frac{2 \cdot 21236 - 6381}{1200} = 30,1 \text{ cm. (für Druck).}$$

Hiernach sind erforderlich 30,1 cm. Querschnitt für reinen Druck; mit Rücksicht auf Knicken ist dieser Querschnitt entsprechend zu vergrössern.

Wir bedienen uns hierzu der bekannten Formel

$$F = f \left( 1 + 0,0001 \frac{Fh^2}{J} \right) \dots \dots (56)$$

wo  $F$  = gesuchter Querschnitt,

$J$  = dessen Trägheitsmoment bezüglich der Knickungsachse,

$f$  = reiner Druckquerschnitt (hier = 30,1 cm.),

$h$  = Stablänge (hier = 161 cm.).

Aus dieser Formel ist nun  $F$  durch Probieren zu bestimmen.

Wählt man 4 kreuzförmig angeordnete Winkel von 6,0 cm. Schenkellänge und 1 cm. Schenkeldicke, welche um 1,5 cm. von einander abstehen, so erhält man nach Abzug von vier, 1,8 cm. breiten Nietlöchern in den der Knickungsaxe parallelen Schenkeln:

$$F = 36,8 \text{ cm.}, J = 476 \text{ in cm.}, \text{ somit}$$

$$f \left( 1 + 0,0001 \frac{Fh^2}{J} \right) = 30,1 \left( 1 + 0,0001 \cdot \frac{36,8 \cdot 161^2}{476} \right) = 36,1,$$

welche Zahl genau genug mit der vorläufig angenommenen  $F = 36,8$  übereinstimmt.

Für die Ausführung wird man eventuell wegen der Nietanschlüsse ein etwas grösseres Profil wählen müssen.

### III. Anhang.

#### 12. Angaben über Brückenbelastungen.

##### a) Ruhende Belastung.

Die ruhende Belastung der Hauptträger setzt sich zusammen aus dem Gewichte

1. der Fahrbahn (Schwellen, Schienen, Gedeck; Schotter, Belageisen etc.),
2. der Fahrbahnträger (Quer- und Längsträger),
3. der Hauptträger (incl. Windkreuze, Querkreuze etc.).

Die Gewichte sub 1 und 2 können, ehe zur statischen Berechnung der Hauptträger geschritten wird, vollständig genau ermittelt werden, und erscheint es überflüssig, hier näher darauf einzugehen.

Bezüglich des Gewichtes der Hauptträger ist eine vorläufige Annahme zu machen, welche nach erfolgter Gewichtsberechnung eventuell zu berichtigen ist. Falls keine anderen Daten zu Gebote stehen, können für die Gewichte von Bogenträgern mit 2 Gelenken (incl. Wind- und Querkreuze) bei verschiedenen Spannweiten  $l$  folgende Werthe angenommen werden:

##### Eisenbahnbrücken.

$l = 10 \ 20 \ 30 \ 40 \ 50 \ 60 \ 70 \ 80 \ 90 \ 100 \text{ m.}$   
 $g = 450 \ 750 \ 1050 \ 1350 \ 1650 \ 1950 \ 2250 \ 2560 \ 2890 \ 3280 \text{ Klg. pr. m. Gleis.}$

Von  $l = 10 \text{ m.}$  bis  $l = 70 \text{ m.}$  schliessen sich diese Werthe der Formel

$$g = 150 + 30 l$$

an, wo  $l$  in Meter auszudrücken ist.

##### Strassenbrücken.

Das Gewicht der Hauptträger pro lfd. meter Brücke lässt sich setzen:

$$g = \gamma b + 35 z \text{ Klg.,}$$

wo  $b =$  Brückenbreite in meter,  $z =$  Zahl der Hauptträger.

Ueber die Werthe des Coefficienten  $\gamma$  bei verschiedenen Fahrbahnkonstruktionen und Spannweiten gibt folgende Tabelle Aufschluss:  
 $l = 10 \ 20 \ 30 \ 40 \ 50 \ 60 \ 70 \ 80 \ 90 \ 100 \text{ m.}$

Fahrbahn mit Beschotterung.  
 $\gamma = 32 \ 62 \ 94 \ 129 \ 168 \ 209 \ 255 \ 300 \ 350 \ 410$

Fahrbahn mit doppeltem Bohlenbelag.  
 $\gamma = 28 \ 53 \ 80 \ 110 \ 144 \ 180 \ 220 \ 260 \ 305 \ 355.$

Die vorstehenden Zahlenwerthe wurden nach den, vom Verfasser in der „Zeitschrift für Bauwesen 1877 und 1878“ entwickelten Methoden bestimmt, unter Voraussetzung eines variablen, von

$$m = \frac{1}{7} \text{ (für } l = 10 \text{ m.) bis } m = \frac{1}{11} \text{ für } l = 100 \text{ m.)}$$

abnehmenden Pfeilverhältnisses.

Beispielsweise ergibt sich für eine beschotterte Strassenbrücke von 40m. Spannweite, 8m. Breite und bei 4 Hauptträgern, das Gewicht der Hauptträger zu

$$g = 129 \cdot 8 + 35 \cdot 4 = 1172 \text{ Klg. pro lfd. met. Brücke.}$$

Für Bogenträger mit 3 Gelenken genügt es, obige Zahlenwerthe um 15% zu verringern.

##### b) Bewegliche Belastung.

Nach den Ausführungen in No. 10 müssen bei Eisenbahnbrücken die konzentrirten Radbelastungen eines Eisenbahnzuges der Rechnung zu Grunde gelegt werden. Es erscheint jedoch unnöthig, sich ängstlich an die wirklichen Radbelastungen und Radstände der zur Zeit auf der betreffenden Bahnstrecke kursirenden, schwersten Fahrzeuge zu halten, da diese Verhältnisse einem stetigen Wechsel unterworfen sind, und die darauf basirten Resultate in wenig Jahren doch nur noch näherungsweise Gültigkeit besitzen. Man darf daher, um die Rechnung zu vereinfachen, „ideale“ Fahrzeuge voraussetzen, deren Verhältnisse sich zwar denen der vorhandenen Fahrzeuge möglichst anschliessen, deren Achsbelastungen jedoch für ein und dasselbe Fahrzeug gleiche Grösse besitzen und deren Radstände und Radbelastungen möglichst abgerundete Zahlenwerthe aufweisen.

Was die Zusammensetzung des Eisenbahnzuges betrifft, so dürfte es hinreichend sein, nur die im gewöhnlichen Betriebe vorkommenden schwersten Belastungsfälle zu berücksichtigen, d. h. zwei vorwärtsschauende Lokomotiven mit darauf folgenden beladenen Lastwagen (Fig. 13).

Eine Belastung durch einen Lokomotivzug in voller Dienstausrüstung ist zwar theoretisch denkbar, wird aber in Wirklichkeit entweder nie oder doch nur sehr wenige Male während der Lebensdauer einer Brücke vorkommen.

Für diese seltenen Fälle kann jedoch weder die Momentankraft die in Formel 54 und 55 bestimmte Grösse erreichen (über die näheren Gründe muss auf die genannte Abhandlung Lippold's verwiesen werden), noch liegt ein gleichzeitiges Zusammentreffen mit den grössten Temperaturspannungen im Bereiche der Wahrscheinlichkeit. Aus diesen Gründen unterliegt es keinem Bedenken, diese ausserordentlichen Belastungsfälle für die eigentliche Berechnung ausser Acht zu lassen und höchstens, um auch den schlimmsten Spielen des Zufalls Rechnung zu tragen, nachträglich eine Kontrolle der Dimensionen unter Zulassung eines Spannungskoeffizienten für ruhende Last von  $k = 1500$  Kgl. pro  $\square$  cm. vorzunehmen.

Schreibt man mit Wöhler nicht sowohl dem plötzlichen Eintritt als der oftmaligen Wiederholung der Spannungswechsel die zerstörende Wirkung auf das Material zu, so kann man obigen Ausführungen um so eher beipflichten, als ja die aussergewöhnlichen Belastungen so selten auftreten, dass ihre zerstörenden Wirkungen gegenüber denen der täglich wiederkehrenden, normalen Belastungen vollständig zurücktreten.

Als Normalbelastung der Strassenbrücken ist Menschengedränge anzusehen, welches bei Chausseebrücken mit 350 Kgl., bei Brücken in Städten mit 450 Kgl. pro  $\square$  m. in Rechnung gestellt werden kann.

In denjenigen Fällen, in welchen Belastungen durch aussergewöhnlich schwere Fuhrwerke (Transport von Maschinen etc.) vorkommen, kann dann ebenfalls eine Kontrollrechnung in der bei den Eisenbahnbrücken erwähnten Weise vorgenommen werden.

13. Durchbiegung von Bogenfachwerkträgern.

In ähnlicher Weise, wie in No. 1 die Vergrösserung der Spann-

weite, erhält man die Senkung eines beliebigen, in der Entfernung  $a$  vom linksseitigen Widerlager befindlichen Knotenpunktes der unteren Gurtung zu

$$dh = -\frac{l-a}{l} \sum_0^a \left\{ v \cdot (y_1 - y_0) + dW \cdot x \right\} - \frac{a}{l} \sum_a^l \left\{ v \cdot (y_1 - y_0) + dW \cdot (l-x) \right\} \quad (57)$$

wo  $v$  die spezifische Verlängerung eines unteren Gurtstabes,  $y_1$  und  $y_0$  die Ordinaten von dessen rechtsseitigem bezw. linksseitigem Endpunkte,

$dW$  die Vergrösserung eines unteren Knotenpunkts winkels,  $x$  die Abscisse des betreffenden Knotenpunktes.

Der Knotenpunktswinkel bei dem betrachteten Punkte  $a$  kann sowohl in die erste als auch in die zweite Summe einbezogen werden.

Für symmetrische Verhältnisse ergibt sich aus Gleichung 57 die Senkung des Scheitels zu:

$$dh = -\sum_0^{\frac{1}{2}l} \left\{ v \cdot (y_1 - y_0) + dW \cdot x \right\} \dots \dots (58)$$

Auf Bogenträger mit versteiften Zwickeln (No. 2) angewendet erhält man hieraus, indem man für  $dW$  seinen Werth als Funktion der spezifischen Verlängerungen  $\sigma, v, \delta, \varphi$  setzt:

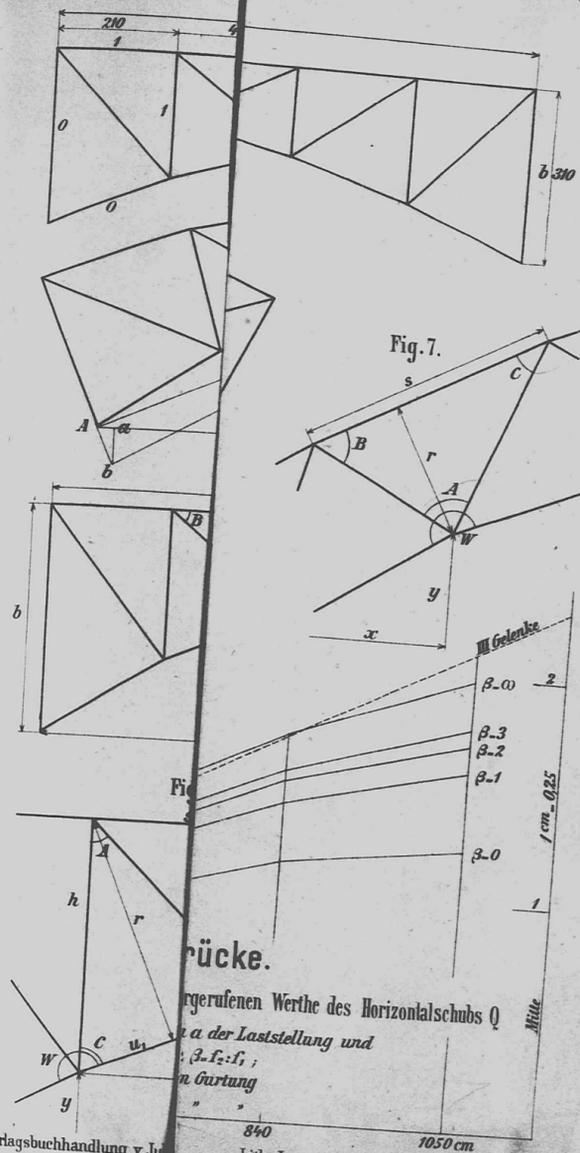
$$dh = \sum_0^{\frac{1}{2}l} -\frac{\sigma s x}{h} + \frac{v u^2 x}{h s} + \frac{\delta d^2}{s h h_1} [(x+s)h - x h_1] - \frac{\varphi}{s} [h(x+s) - h_1 x] \quad (59)$$

Hierin beziehen sich für die Gurtstäbe,  $x$  und  $h$  jeweils auf die gegenüberliegenden Knotenpunkte der anderen Gurtung; für die Diagonalen bezeichnet  $h$  die längere,  $h_1$  die kürzere der beiden durch die Endpunkte derselben gehenden Vertikalen,  $x$  die Entfernung der Vertikalen  $h$  vom Auflager; für die Vertikalen,  $h$  die Länge und  $x$  die Entfernung vom Auflager,  $h_1$  die nächste kleinere Vertikale.

Sind die inneren Kräfte des Bogenträgers nach den früher entwickelten Methoden ermittelt, so erhält man die spezifischen Verlängerungen  $\sigma, v, \delta, \varphi$  durch Division der entsprechenden Stabkräfte durch das Produkt von Querschnitt und Elasticitätsmodul und kann somit die Senkung des Scheitels nach Gleichung 59 berechnen.

Dieser berechnete Werth müsste selbstverständlich genau mit dem beobachteten übereinstimmen, wenn die Voraussetzungen der Theorie den wirklichen Verhältnissen genau entsprechen würden. Da dies jedoch nach den Ausführungen in No. 3 nur annähernd der Fall ist, so wird eine gewisse Differenz zum Vorschein kommen, deren Betrag rückwärts auf den Genauigkeitsgrad der gemachten Annahmen schliessen lässt. Es wäre von grossem wissenschaftlichen Interesse, wenn derartige sorgfältige Beobachtungen an ausgeführten Brücken vorgenommen würden, um die Grundlagen der Theorie und die Zuverlässigkeit ihrer Resultate einer gehörigen Prüfung unterziehen zu können.

Buchdruckerei von Gustav Schade (Otto Francke) in Berlin N.



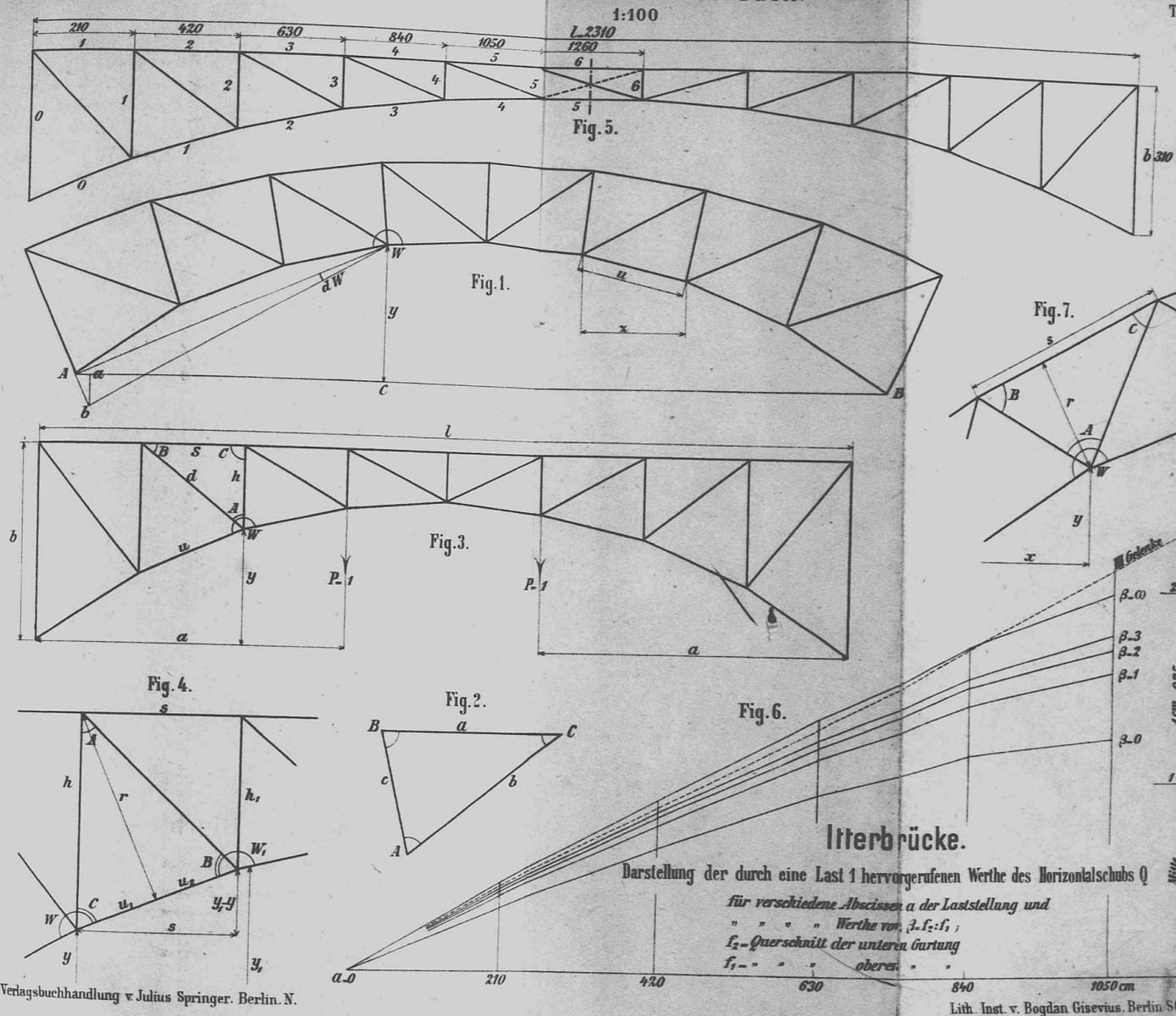
rückte.  
 gerufenen Werthe des Horizontalschubs  $Q$   
 a der Laststellung und  
 $\beta$ - $F_2$ - $F_1$ ;  
 in Gertung

Verlagsbuchhandlung v. Ju

840 1050 cm  
 Lith. Inst. v. Bogdan Gisevius. Berlin SO.

Dieser berechnete Werth müsste selbstverständlich genau mit dem beobachteten übereinstimmen, wenn die Voraussetzungen der Theorie den wirklichen Verhältnissen genau entsprechen würden. Da dies jedoch nach den Ausführungen in No. 3 nur annähernd der Fall ist, so wird eine gewisse Differenz zum Vorschein kommen, deren Betrag rückwärts auf den Genauigkeitsgrad der gemachten Annahmen schliessen lässt. Es wäre von grossem wissenschaftlichen Interesse, wenn derartige sorgfältige Beobachtungen an ausgeführten Brücken vorgenommen würden, um die Grundlagen der Theorie und die Zuverlässigkeit ihrer Resultate einer gehörigen Prüfung unterziehen zu können.

Buchdruckerei von Gustav Schade (Otto Francke) in Berlin N.



Verlagsbuchhandlung v. Julius Springer. Berlin. N.

Lith. Inst. v. Bogdan Gisevius. Berlin SO.

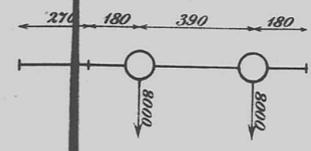
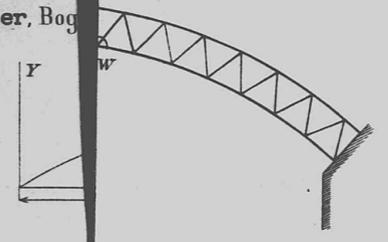


Fig. 8.



Fig. 14.

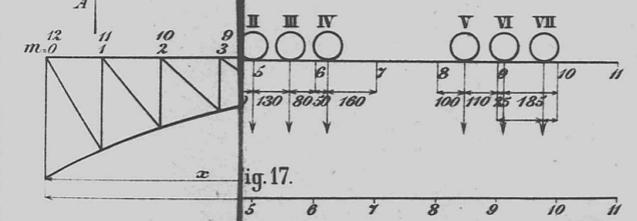
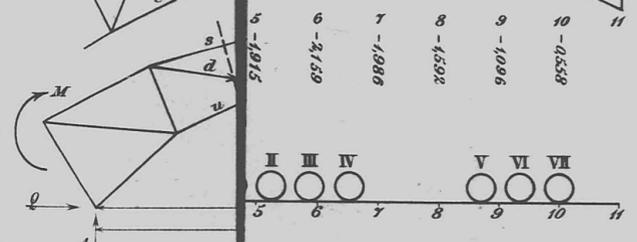
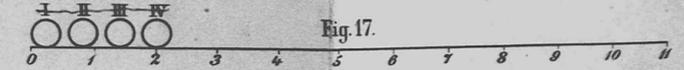
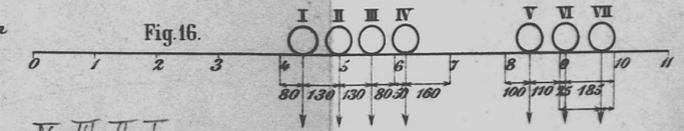
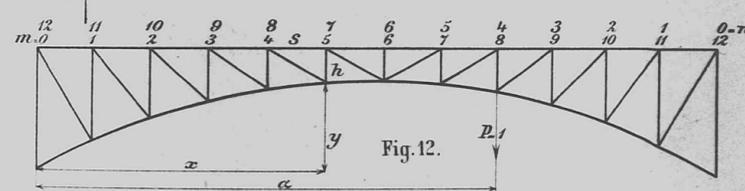
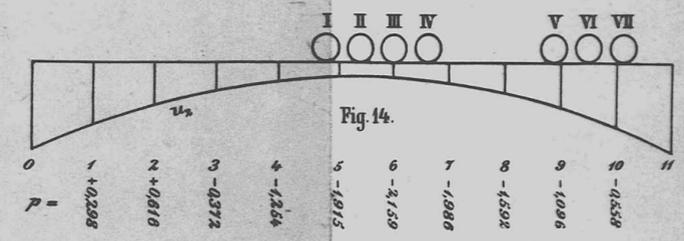
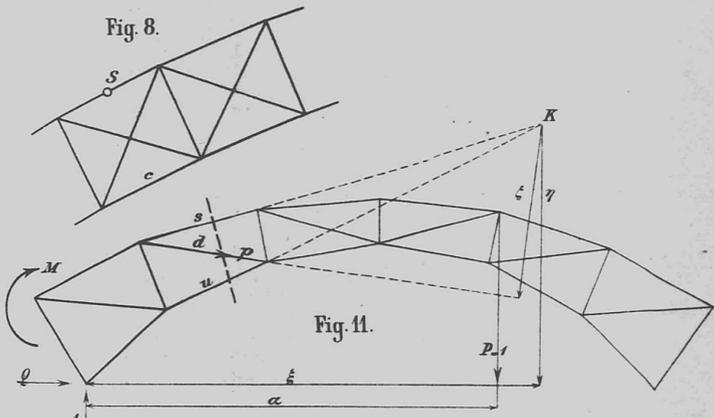
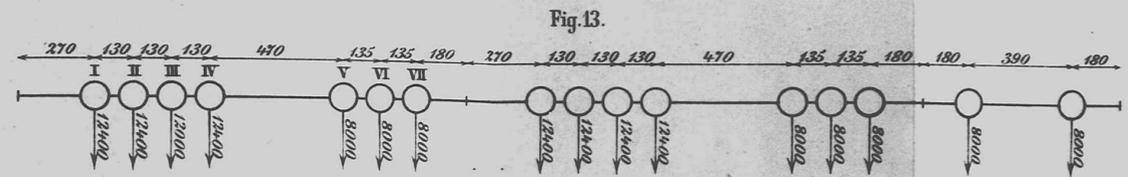
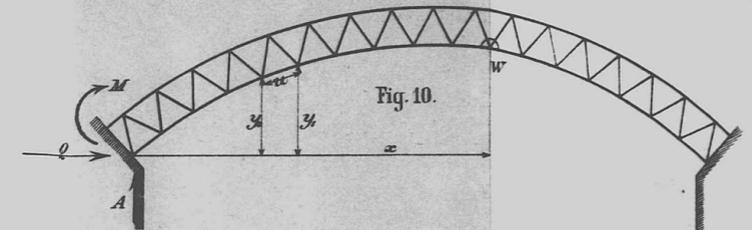
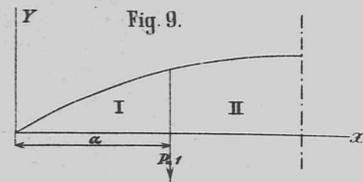


Fig. 17.



ach  
Den  
fig  
197

Wärme und ...

**Gasföhrung**

von ...

Wärme und ...  
Studien und ...  
H. ...  
Mit 56 Holzschnitten  
Preis 2 Mark

**Bericht**  
über die neuesten Fortschritte  
in der  
**Gasföhrung**

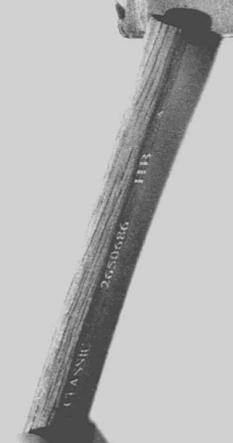
von ...  
Mit 37 Figuren auf 2 Tafeln  
Preis 2 Mark

**Gleisberechnung**  
mit Tabellen  
und aus der Praxis entnommenen ...

von ...  
A. J. ...  
Mit 57 Figuren auf 5 Holzschnitten  
Preis 3 Mark

==== Zu beziehen durch jede Buchhandlung

Diese  
heit  
rund  
s an  
  
Diese  
die  
esser  
den  
ger  
en  
en  
ng  
lea  
  
a-  
n  
r  
s



Die Theorie der Bogenbrücken bezüglich der Wirkungsweise verticaler Lasten in den letzten Jahren zahlreiche Bearbeitungen erfahren hat, fehlen über die Wirkungsweise horizontaler Kräfte (Winddruck, horizontale Stöße der Fahrzeuge) entsprechende Untersuchungen fast vollständig. Gewöhnlich begnügt man sich damit, die bei Balkenbrücken gültigen Formeln in Anwendung zu bringen und die Unverrückbarkeit der Widerlager außer Acht zu lassen. Da ein solches Verfahren jedoch vielfach unzulässige Resultate ergibt, so dürfte eine genauere Untersuchung der betreffenden Verhältnisse wohl am Platze sein.

Die zur Aufnahme der horizontalen Kräfte dienenden Horizontalverbände werden entweder in der Fläche der Bogen- gurtungen angeordnet, oder, wie es bei Bogenträgern mit versteiften Zwickeln vorkommt, in der Ebene der horizontalen oberen Gurtungen, oder schliesslich in einer von den Hauptträgern unabhängigen Ebene (z. B. bei steifen Bogenträgern in der Ebene der Fahrbahn). In den beiden letzten Fällen sind noch besondere Endverticalkreuze erforderlich, um die Kräfte auf die festen Widerlager überzuführen. Bei grösseren Brücken finden sich meistens mehrere Horizontalverbände angewendet, welche entweder durch Verticalkreuze mit einander verbunden sind, oder aber in keiner gegenseitigen Verbindung stehen.

Die folgende Abhandlung beschränkt sich auf die Fälle, in welchen jeweils nur ein Horizontalverband an der Brücke

**Ueber den Horizontalverband bei Bogenbrücken.**

Während die Theorie der Bogenbrücken bezüglich der Wirkungsweise verticaler Lasten in den letzten Jahren zahlreiche Bearbeitungen erfahren hat, fehlen über die Wirkungsweise horizontaler Kräfte (Winddruck, horizontale Stöße der Fahrzeuge) entsprechende Untersuchungen fast vollständig. Gewöhnlich begnügt man sich damit, die bei Balkenbrücken gültigen Formeln in Anwendung zu bringen und die Unverrückbarkeit der Widerlager außer Acht zu lassen. Da ein solches Verfahren jedoch vielfach unzulässige Resultate ergibt, so dürfte eine genauere Untersuchung der betreffenden Verhältnisse wohl am Platze sein.

Die zur Aufnahme der horizontalen Kräfte dienenden Horizontalverbände werden entweder in der Fläche der Bogen- gurtungen angeordnet, oder, wie es bei Bogenträgern mit versteiften Zwickeln vorkommt, in der Ebene der horizontalen oberen Gurtungen, oder schliesslich in einer von den Hauptträgern unabhängigen Ebene (z. B. bei steifen Bogenträgern in der Ebene der Fahrbahn). In den beiden letzten Fällen sind noch besondere Endverticalkreuze erforderlich, um die Kräfte auf die festen Widerlager überzuführen. Bei grösseren Brücken finden sich meistens mehrere Horizontalverbände angewendet, welche entweder durch Verticalkreuze mit einander verbunden sind, oder aber in keiner gegenseitigen Verbindung stehen.

Die folgende Abhandlung beschränkt sich auf die Fälle, in welchen jeweils nur ein Horizontalverband an der Brücke

vorhanden ist. Der Fall mehrerer, von einander unabhängiger Horizontalverbände lässt sich hierauf ohne Weiteres zurückführen, während gegenseitig verbundene Horizontalverbände eine besondere theoretische Untersuchung erfordern.

1. Der Horizontalverband liegt in der Fläche der Bogen- gurtungen.

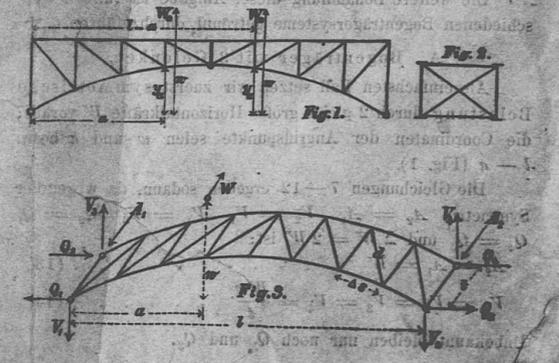
Der nachstehenden Betrachtung möge eine Bogenbrücke mit 2 verticalen Hauptträgern zu Grunde gelegt werden, welche letztere mittelst Gelenke auf den Auflagern aufrähen (Fig. 1). Die oberen Gurtungen sind durch Verticalkreuze gegen die unteren Gurtungen abgesteift (Fig. 2). In Fig. 3

Die folgende Abhandlung beschränkt sich auf die Fälle, in welchen jeweils nur ein Horizontalverband an der Brücke

vorhanden ist. Der Fall mehrerer, von einander unabhängiger Horizontalverbände lässt sich hierauf ohne Weiteres zurückführen, während gegenseitig verbundene Horizontalverbände eine besondere theoretische Untersuchung erfordern.

**1. Der Horizontalverband liegt in der Fläche der Bogen- gurtungen.**

Der nachstehenden Betrachtung möge eine Bogenbrücke mit 2 verticalen Hauptträgern zu Grunde gelegt werden, welche letztere mittelst Gelenke auf den Auflagern aufrähen (Fig. 1). Die oberen Gurtungen sind durch Verticalkreuze gegen die unteren Gurtungen abgesteift (Fig. 2). In Fig. 3



ist der Horizontalverband perspectivisch dargestellt. Die Gurtungen desselben werden von den Bogengurtungen der verticalen Hauptträger gebildet; das Strebensystem ist einfach- und besteht aus Normalen (senkrecht zu den Gurtungen) und Diagonalen.

Auf die Brücke wirken senkrecht zur Axe verschiedene Horizontalkräfte  $W$  in den Höhen  $w$  oberhalb der Kämpferhorizontalen. Hierdurch entstehen an den 4 Auflagern:

- die Horizontalkräfte  $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4$  senkrecht zur Kraftrichtung (parallel zur X-Axe),
- Verticalkräfte  $V_1, V_2, V_3, V_4$  (parallel zur Y-Axe),
- Horizontalkräfte  $A_1, A_2$  parallel zur Windrichtung (parallel zur Z-Axe).

Zur Bestimmung dieser 10 vorläufig unbekanntenen Reaktionskräfte dienen in erster Linie die 6 allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen eines körperlichen Systems; dieselben ergeben:

$$\begin{aligned} Q_1 - Q_3 &= Q_2 - Q_4 & (1) \\ V_1 + V_2 &= V_3 + V_4 & (2) \\ \Sigma W &= A_1 + A_2 & (3) \\ (V_1 + V_2)t &= \Sigma Ww & (4) \\ A_1 l - Q_1 t + Q_2 t &= \Sigma W(l-a) & (5) \\ (V_4 - V_2)l &= 0 & (6) \end{aligned}$$

wo  $l$  die Spannweite,  $t$  die Brückenbreite,  $w$  die Ordinaten,  $a$  die Abscissen der Kraftangriffspunkte bezeichnen.

Aus diesen 6 Gleichungen erhält man:

$$\begin{aligned} A_2 &= \Sigma W - A_1 & (7) \\ V_4 &= \Sigma \frac{Ww}{t} - V_1 & (8) \\ V_2 &= \Sigma \frac{Ww}{t} - V_1 & (9) \\ V_3 &= V_1 & (10) \\ Q_2 &= Q_1 + \Sigma \frac{W(l-a)}{t} - \frac{A_1 l}{t} & (11) \\ Q_4 &= Q_3 + \Sigma \frac{W(l-a)}{t} - \frac{A_1 l}{t} & (12) \end{aligned}$$

Es bleiben somit noch die 4 Reaktionen  $A_1, V_1, Q_1, Q_3$  unbekannt. Zur Bestimmung derselben denke man sich einerseits die verticalen Hauptträger durch Verticalschnitte, andererseits den Horizontalverband durch einen cylindrischen Schnitt herausgeschnitten und betrachte sodann die statischen bzw. elastischen Verhältnisse dieser Partialsysteme, wobei die inneren Kräfte der durchschnittenen Constructionstheile als äußere Kräfte in Rechnung zu führen sind.

Die weitere Behandlung dieser Aufgabe ist für die verschiedenen Bogenträgersysteme getrennt durchzuführen.

A. Bogenträger mit 3 Gelenken.

Als einfachsten Fall setzen wir zuerst symmetrische Belastung durch 2 gleich große Horizontalkräfte  $W$  voraus; die Coordinaten der Angriffspunkte seien  $w$  und  $a$  bzw.  $l-a$  (Fig. 1).

Die Gleichungen 7-12 ergeben sodann, da wegen der Symmetrie  $A_2 = A_1, V_2 = V_1, V_4 = V_3, Q_2 = Q_1, Q_4 = Q_3$  und  $\Sigma W = 2W$  ist:

$$\begin{aligned} A_2 &= A_1 = W & (13) \\ V_1 &= V_2 = V_3 = V_4 = \frac{Ww}{t} & (14) \end{aligned}$$

Unbekannt bleiben nur noch  $Q_1$  und  $Q_3$ .

Man kann nun die Horizontalkräfte  $W$  an die vertical darunter liegenden Knotenpunkte der Horizontalverstrebung (Ordinaten =  $y_a$ ) versetzen, wenn man gleichzeitig in der Versetzungsebene je 2 Verticalkräfte  $R$  anbringt, welche am vorderen Bogen aufwärts, am hinteren abwärts gerichtet sind, und deren Größe =  $W \cdot \frac{w - y_a}{t}$ .

Ferner denken wir uns den vorderen Bogen durch einen Verticalschnitt losgetrennt und an den Schnittstellen der Streben des Horizontalverbands die entsprechenden Spannungen angebracht. Die Componenten dieser Spannungen senkrecht zum Bogen müssen sich untereinander und mit den in den Knotenpunkten  $y_a$  wirkenden Horizontalkräften  $W$  im Gleichgewicht befinden; es bleiben somit auf den Bogen wirksam nur noch die Componenten der Spannungen parallel der Bogenebene. Dieselben wirken in der Richtung der entsprechenden Bogenstücke  $\Delta s$  (Fig. 3) und haben

eine Größe =  $S \cdot \frac{\Delta s}{d}$ , wo  $S$  die Totalspannung,  $d$  die Länge der durchschnittenen Strebe und  $\Delta s$  die Länge ihrer Projection auf die Bogenebene bezeichnet. Zerlegt man die Kräfte  $S \frac{\Delta s}{d}$  parallel der X- und Y-Axe, so erhält man in den einzelnen Knotenpunkten die Horizontalkräfte  $S \frac{\Delta x}{d}$

und die Verticalkräfte  $S \frac{\Delta y}{d}$ , wo  $\Delta x$  und  $\Delta y$  die Projectionen von  $\Delta s$  auf die X- und Y-Axe bezeichnen.

Die Größe von  $S$  ist auf den Strecken

von 0 bis  $a$  und  $l-a$  bis  $l$  gleich  $\frac{Wd}{t}$ ,  
-  $a$  bis  $l-a$  gleich 0,

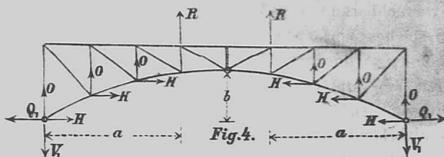
somit sind die genannten Horizontalkräfte

von 0 bis  $a$  und  $l-a$  bis  $l$  gleich  $\frac{W \Delta x}{t}$ ,  
-  $a$  bis  $l-a$  gleich 0; (= Null)

die Verticalkräfte

von 0 bis  $a$  und  $l-a$  bis  $l$  gleich  $\frac{W \Delta y}{t}$ ,  
-  $a$  bis  $l-a$  gleich 0; (= Null)

Nach Vorstehendem wirken nun auf den losgelösten vorderen Bogen die äußeren Kräfte (Fig. 4):



$Q_1$  horizontal  
 $V_1 = \frac{Ww}{t}$  vertical } an den Widerlagern,

$R = W \frac{w - y_a}{t}$  vertical aufwärts in der Entfernung  $a$  von den Widerlagern,

$O = W \frac{\Delta y}{t}$  vertical aufwärts an den einzelnen Knotenpunkten von 0 bis  $a$  und  $l-a$  bis  $l$ ,

$H = \frac{W \Delta x}{t}$  horizontal gegen Bogenmitte an den einzelnen Knotenpunkten von 0 bis  $a$  und  $l-a$  bis  $l$ .

Zur Bestimmung der einzigen Unbekannten  $Q_1$  dient die Bedingung, daß im Scheitelgelenk kein Moment auftritt. Bezeichnet man die vom rechtsseitigen auf den linksseitigen Bogenteil wirkende horizontale Kraft mit  $Q$ , so muß dieselbe im Scheitelgelenk angreifen, und ihre Größe ergibt sich aus der Momentengleichung

$$\begin{aligned} Qb + \Sigma Hy - \Sigma Ox - Ra &= 0, \\ Q &= \frac{Ra + \Sigma Ox - \Sigma Hy}{b} & (15) \\ &= W \frac{w - y_a}{bt} \cdot a + \sum \frac{W \Delta y \cdot x}{bt} - \sum \frac{W \Delta x \cdot y}{bt} & (16) \end{aligned}$$

Hierin bezeichnet  $b$  die Höhe des Scheitelgelenks über den Kämpfern.

Schließlich ergibt sich der Horizontalschub an den Widerlagern

$$Q_1 = Q + \Sigma H = Q + \sum \frac{W \Delta x}{t} & (17)$$

In gleicher Weise ist für den hinteren Bogen der Horizontalschub  $Q_3$  zu bestimmen.

Für einen Parabelbogen von der Gleichung  $y = \frac{4b}{l^2}(lx - x^2)$

und unendlich kleinen  $\Delta x$  und  $\Delta y$ , was einem cylindrischen Blechträger als Horizontalverband entsprechen würde, erhält man:

$$\begin{aligned} Q &= \frac{W}{bt} \left[ (w - y_a)a + \int_0^a \frac{4b}{l^2}(l-2x)xdx - \int_0^a \frac{4b}{l^2}(lx - x^2)dx \right] \\ &= \frac{W}{t} \left[ \frac{wa}{b} - \frac{4a^2}{l} + \frac{8a^3}{3l^2} \right] & (18) \end{aligned}$$

$$Q_1 = Q + \int_0^a \frac{W dx}{t} = Q + \frac{Wa}{t} = \frac{W}{t} \left[ \frac{wa}{b} + a - \frac{4a^2}{l} + \frac{8a^3}{3l^2} \right] & (19)$$

Dieselben Werthe erhält man beim hinteren Bogen für  $Q_3$ .

Für totale gleichmäßige Belastung ist  $W = pda$  zu setzen, wo  $p$  = horizontale Belastung pro lfd. Meter.

Setzt man gleichzeitig  $w$  constant, so erhält man

$$Q = \int_0^a \frac{p}{t} \left( \frac{wa}{b} - \frac{4a^2}{l} + \frac{8a^3}{3l^2} \right) da = \frac{p l^2}{8t b} (w - b) & (20)$$

$$Q_1 = Q + \int_0^a \frac{p a}{t} da = Q + \frac{p l^2}{8t} = \frac{p l^2 w}{8t b} & (21)$$

Speziell für  $w = b$  folgt hieraus  $Q = 0, Q_1 = \frac{p l^2}{8t}$ .

Im Scheitelgelenk des vorderen Bogens herrscht demnach, wenn die Horizontalkräfte gleichmäßig vertheilt in der Höhe des Scheitelgelenks wirken, keine Kraft, während in den Kämpfern ein horizontaler Zug auftritt, gleich dem Horizontalschub eines gleichmäßig durch  $p$  vertical belasteten Bogens von der Pfeilhöhe  $t$ . Für  $w > b$  tritt im Scheitelgelenk des vorderen Bogens Zug auf. Im hinteren Bogen sind die Kraftwirkungen gerade umgekehrt.

Greifen die Horizontalkräfte  $W$  direct am Bogen an, ist also  $w = y_a$ , so erhält man

$$\begin{aligned} Q &= -\frac{4Wa^3}{3tl^2} \text{ (Druck)}, \\ Q_1 &= -\frac{4Wa^3}{3tl^2} + \frac{Wa}{t} = \frac{Wa}{t} \left( 1 - \frac{4a^2}{3l^2} \right). \end{aligned}$$

Bei totaler gleichmäßiger Belastung ergibt sich

$$Q = \int_0^{\frac{l}{2}} -\frac{4pa^3}{3l^2 t} da = -\frac{pl^2}{48t} \text{ (Druck)} & (22)$$

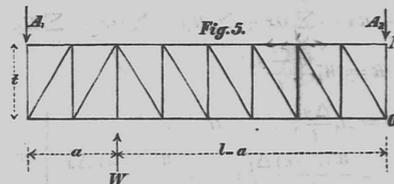
$$Q_1 = -\frac{pl^2}{48t} + \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{pa da}{t} = \frac{5pl^2}{48t} \text{ (Zug)} & (23)$$

Die Horizontalschube  $Q$  und  $Q_1$  sind in diesem Falle unabhängig von der Pfeilhöhe  $b$ .

Unsymmetrische Belastung.

Die Brücke werde von einer einzigen Horizontalkraft  $W$  angegriffen; die Coordinaten des Angriffspunktes seien  $w$  und  $a$ .

Betrachtet man wieder die beiden verticalen Hauptträger, so lassen sich die Reactionen  $Q$  und  $V$  in ähnlicher Weise wie bei symmetrischer Belastung bestimmen, sobald der Werth von  $A_1$  bekannt ist. Zur Bestimmung dieser Größe sind die elastischen Verhältnisse des durch einen cylindrischen Schnitt losgelösten Horizontalverbands zu untersuchen. Die elastischen Verlängerungen der einzelnen Stäbe des Horizontalverbands müssen derart sein, daß die hierdurch erzeugte Verschiebung des Punktes  $O$  (Fig. 5) in der Richtung  $ON$  gleich Null ist. Ersetzt man die elastischen Verlängerungen durch ihre Werthe als Functionen der Reactions-



kraft  $A_1$ , so giebt die vorgenannte Bedingung die gesuchte Bestimmungsgleichung für  $A_1$ . Die Umständlichkeit dieses Verfahrens steht jedoch in keinem Verhältniß zu dem erreichten Nutzen, und genügt es für die Praxis vollständig, folgendes einfache Näherungsverfahren einzuschlagen:

Die Verschiebung des Punktes  $O$  hängt ab von der Verlängerung der Gurtstäbe und der Strebenstäbe. Berücksichtigt man nun, daß die Querschnitte der Gurtstäbe bedeutend größer sind, als die Horizontalkräfte für sich genommen verlangen würden, während die Strebenquerschnitte nur mit Rücksicht auf die Horizontalkräfte bestimmt werden, so ist ersichtlich, daß die Verschiebung des Punktes  $O$  hauptsächlich von den Deformationen der Streben abhängt. Man wird sich daher ohne großen Fehler auf die Betrachtung der Verlängerungen der Strebenstäbe beschränken können. Bezeichnet man mit

- $\sigma_1$  die spec. Verlängerung einer Diagonale,
- $\sigma_2$  - - - - - einer Normalen,
- $d$  und  $t$  die entsprechenden Längen,

so ist die Verschiebung des Punktes  $O$  gleich

$$\sum \frac{\sigma_1 d^2 - \sigma_2 t^2}{t} - \sum \frac{\sigma_1 d^2 - \sigma_2 t^2}{t} = 0.$$

Da nun für gleich große Diagonalen- bzw. Normalenquerschnitte  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  von 0 bis  $a$  proportional  $A_1$  und von  $a$  bis  $l$  proportional  $A_2$  sind, so giebt vorstehende Gleichung annähernd

$$A_1 : A_2 = (l - a) : a, \quad 1^*$$

somit  $A_1 = \frac{l-a}{l} \cdot W$ , d. h. die Horizontalkraft  $W$  vertheilt sich nach dem Hebelgesetz auf die Widerlager.

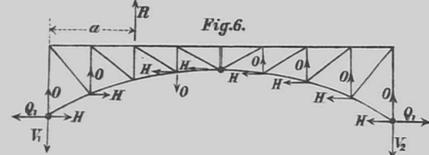
Führt man diesen Werth von  $A_1$  in Gleichung 11 und 12 ein, so ergibt sich

$$Q_2 = Q_1 \\ Q_4 = Q_3;$$

hieraus folgt unmittelbar, daß  $Q_1$  und  $Q_3$  bei unsymmetrischer Belastung durch eine Horizontalkraft  $W$  halb so groß wie bei symmetrischer Belastung durch 2 Kräfte  $W$  gesetzt werden können, somit mit Berücksichtigung von Gleichung 16 und 17

$$Q_1 = \frac{W(w-y_a)a}{2bt} + \sum_o \frac{W\Delta y x}{2bt} + \sum_a \frac{W\Delta xy(b-y)}{2bt} \quad (24)$$

Zur Bestimmung der rechtsseitigen verticalen Auflagerreaction  $V_2$  (Fig. 6) dient die Momentengleichung um das linksseitige Auflager:



$$V_2 l - Ra - \sum_o Ox + \sum_o Hy + \sum_a Ox - \sum_a Hy = 0.$$

Nun ist  $R = W \frac{w-y_a}{t}$

$$\left. \begin{aligned} O &= A_1 \frac{\Delta y}{t}; & H &= A_1 \frac{\Delta x}{t} \\ &= \frac{W(l-a)\Delta y}{l t}; & &= \frac{W(l-a)\Delta x}{l t} \end{aligned} \right\} \text{ von } o \text{ bis } a,$$
  
$$\left. \begin{aligned} O &= A_2 \frac{\Delta y}{t}; & H &= A_2 \frac{\Delta x}{t} \\ &= \frac{Wa\Delta y}{l t}; & &= \frac{Wa\Delta x}{l t} \end{aligned} \right\} \text{ von } a \text{ bis } l.$$

Somit nach einigen Umformungen

$$V_2 = \frac{W}{l} \left[ (w-y_a)a + \sum_o x\Delta y - \sum_a x\Delta y - \sum_a y\Delta x + \sum_o \frac{a}{l} y\Delta x \right] \quad (25)$$

$V_1$  ergibt sich sodann aus der Gleichung

$$V_1 = \frac{Ww}{t} - V_2 \quad (26)$$

Für einen parabolischen Bogen von der Gleichung  $y = \frac{4b}{l^2}(lx-x^2)$  und unendlich kleine  $\Delta x$  und  $\Delta y$  ergeben die Gleichungen 25 und 26

$$V_2 = \frac{W}{l} \left[ wa + \frac{4ab}{3} - \frac{4a^2b}{l} + \frac{8a^3b}{3l^2} \right] \quad (27)$$

$$V_1 = \frac{W}{l} \left[ w(l-a) - \frac{4ab}{3} + \frac{4a^2b}{l} - \frac{8a^3b}{3l^2} \right] \quad (28)$$

Für eine gleichmäßige Belastung von  $p$  pro lfd. m von  $o$  bis  $a$  erhält man hieraus, wenn man  $W = pda$  setzt und integriert:

$$V_2 = \frac{p}{l} \left[ \frac{wa^2}{2} + \frac{2ba^2}{3} - \frac{4ba^3}{3l} + \frac{2ba^4}{3l^2} \right] \quad (29)$$

$$V_1 = \frac{p}{l} \left[ wala - \frac{wa^2}{2} - \frac{2ba^2}{3} + \frac{4ba^3}{3l} - \frac{2ba^4}{3l^2} \right] \quad (30)$$

Sind nun mittelst der Gleichungen 24 bis 30 die Widerlagerreactionen ermittelt, so unterliegt die Bestimmung der Stabspannungen keiner weiteren Schwierigkeit mehr.

Für eine beliebige Strebe des Horizontalverbands von der Länge  $d$  ist die Spannung

$$S = \frac{d}{t} [A_1 - \Sigma W] \quad (31)$$

wo in  $\Sigma W$  sämtliche Horizontalkräfte vom linksseitigen Auflager bis zur Strebe einzurechnen sind.

Die Spannungen in den Stäben der Hauptträger ergeben sich am einfachsten nach der Momentenmethode, und werden weiter hinten einige Zahlenbeispiele ausgerechnet werden.

Es möge hier noch darauf hingewiesen werden, daß die für die Gelenke (Scheitelgelenk, Kämpfergelenke) berechneten Zugkräfte  $Q_1, V_1, Q$  etc. so lange nicht effectiv werden, als die durch Eigengewicht bzw. Verkehrslast erzeugten Druckkräfte größere Werthe besitzen. Würden dagegen diese Zugkräfte größere Werthe erhalten, so wäre die Brücke nur dann stabil, wenn die Gelenke auch zur Aufnahme von Zugkräften geeignet wären.

Im Allgemeinen wendet man bei Bogenbrücken nur Druckgelenke an, und muß daher zur Erhaltung der Stabilität die Brückenlast  $t$  stets so groß gewählt werden, daß die durch die Horizontalkräfte erzeugten Zugkräfte  $Q_1, V_1$  etc. an den Kämpfern die in Folge der Verticallasten entstehenden Druckkräfte nicht erreichen. Für diesen Fall ist auch die Stabilität des Scheitelgelenks genügend gesichert, da der hier auftretende Zug  $Q$  nach den vorstehenden Formeln stets kleiner ist als der Zug  $Q_1$  an den Kämpfern. Der Horizontalverband wird daher durch das Scheitelgelenk in seiner Continuität nicht beeinträchtigt und könnte, wenn man von den Scheitelbewegungen in Folge von Temperaturänderungen und Zusammenpressungen absieht, in derselben Weise wie bei Brücken ohne Scheitelgelenk angeordnet werden. Mit Rücksicht auf diese Scheitelbewegungen ist es jedoch nicht rathsam, das Scheitelgelenk mitten in einem Felde des Horizontalverbands anzuordnen, da sonst bei Temperaturerhöhungen die entsprechenden Streben zu wenig, bei Temperaturerniedrigungen zu stark beansprucht würden. Man wird daher besser die Scheitelgelenke mit den ideellen Knotenpunkten des Horizontalverbands zusammenfallen lassen und die betr. Streben zu beiden Seiten der Gelenke mittelst Knotenbleche an die Gurtungen befestigen.

Zu einer Befestigung der Streben an dem Drehzapfen des Scheitelgelenks, wie sie Heinzerling (Brücken der Gegenwart, Heft IV) zur Herstellung der Continuität für erforderlich hält, dürfte nach Vorstehendem kein zwingender Grund vorliegen.

**B. Bogenträger mit 2 Kämpfergelenken.** Wie bei den Bogenträgern mit 3 Gelenken kann auch hier angenommen werden, die Horizontalkräfte  $W$  vertheilt sich nach dem Hebelgesetze auf die beiden Widerlager; es genügt daher, die Horizontalschübe  $Q_1$  und  $Q_3$  für symmetrische Belastungen zu ermitteln.

Zu diesem Zwecke betrachte man die elastischen Beziehungen der beiden losgelösten verticalen Hauptträger und drücke aus, daß die äußeren Kräfte keine Veränderung der Spannweite hervorbringen können, wobei es genügt, die Deformationen der Gurtungen allein in Betracht zu ziehen.

Die Bestimmungsgleichung für den Horizontalschub  $Q_1$  des vorderen Bogens lautet sodann,\*) Zugkräfte positiv gerechnet:

$$Q_1 = \sum_o \left( \frac{\sigma_1 sy}{r} - \frac{v_1 uy_1}{r} \right) : \sum_o \left( -\frac{\sigma_2 sy}{r} + \frac{v_2 uy_1}{r} \right) \quad (32)$$

wo  $\sigma_2$  = specif. Verlängerung eines oberen Gurtungsstabes in Folge eines Horizontalschubes = 1,  $\sigma_1$  = specif. Verlängerung eines oberen Gurtungsstabes in Folge der übrigen äußeren Kräfte,  $v_2$  = specif. Verlängerung eines unteren Gurtungsstabes in Folge eines Horizontalschubes = 1,  $v_1$  = specif. Verlängerung eines unteren Gurtungsstabes in Folge der übrigen äußeren Kräfte,  $s$  = Länge eines oberen Gurtungsstabes,  $y$  = Ordinate des gegenüberliegenden Knotenpunktes der unteren Gurtung,  $u$  = Länge eines unteren Gurtungsstabes,  $y_1$  = Ordinate des gegenüberliegenden Knotenpunktes der oberen Gurtung,  $r$  = Entfernung eines Gurtungsstabes vom gegenüberliegenden Knotenpunkt.

Einen analogen Ausdruck erhält man für den Horizontalschub  $Q_2$  des hinteren Bogens.

Die specif. Verlängerungen  $\sigma$  und  $v$  lassen sich im speciellen Fall leicht ermitteln.

Für den Specialfall eines Bogens mit versteiften Zwickeln und horizontaler Obergurt geht Gleichung 31 über in:

$$Q_1 = \sum_o \left( \frac{\sigma_1 sy}{h} - \frac{v_1 u^2 b}{hs} \right) : \sum_o \left( -\frac{\sigma_2 sy}{h} + \frac{v_2 u^2 b}{sh} \right) \quad (33)$$

wo  $h$  = Länge der durch den gegenüberliegenden Knotenpunkt gehenden Verticalen,

$b$  = Höhe der oberen Gurtung über den Kämpfern ist. Setzt man

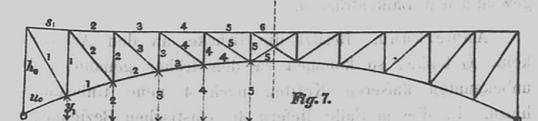
die Querschnitte der oberen Gurtung constant =  $f$ ,  
- unteren - - =  $F = \beta f$   
und bezeichnet die Spannungen, welche die specif. Verlängerungen  $\sigma_1$  und  $v_1$  hervorbringen, mit  $S$  und  $U$ , den Elasticitätsmodul mit  $E$ , so ist  
 $\sigma_1 = \frac{S}{Ef}$   $v_1 = \frac{U}{E\beta f}$   $\sigma_2 = -\frac{y}{hEf}$   $v_2 = \frac{bu}{hsE\beta f}$ ,  
somit

$$Q_1 = \sum_o \left( \frac{Sy\beta}{h} - \frac{Uu^2b}{sh} \right) : \sum_o \left( \frac{\beta sy^2}{h^2} + \frac{u^2 b^2}{s^2 h^2} \right) \quad (34)$$

wenn  $E$  constant gesetzt wird.

**Zahlenbeispiel.**

Die Gleichung 34 möge nun auf die in Fig. 7 dargestellte Brücke\*\*) angewendet werden. Die erforderlichen



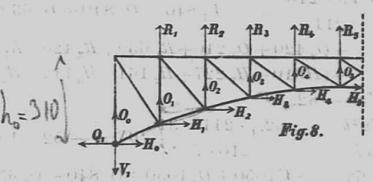
Dimensionen sind in folgender Tabelle enthalten:

\*) Die Herleitung dieser Formel findet sich in: „Theorie und Berechnung der Bogenfachwerkträger ohne Scheitelgelenk“ von Fr. Engesser. Berlin bei J. Springer 1880.  
\*\*) Itterbrücke bei Ebersbach, Badische Neckarthalbahn. Die Berechnung bezüglich der verticalen Belastungen findet sich in der vorgenannten Abhandlung.

$l = 2310$	$h_0 = 310$	$y_0 = 0$	$u_0 = 226$	$s_1 = 210$
$b = 310$	$h_1 = 227$	$y_1 = 83$	$u_1 = 220$	$s_2 = 210$
$t = 300$	$h_2 = 161$	$y_2 = 149$	$u_2 = 216$	$s_3 = 210$
	$h_3 = 112$	$y_3 = 198$	$u_3 = 212$	$s_4 = 210$
	$h_4 = 79$	$y_4 = 231$	$u_4 = 211$	$s_5 = 210$
	$h_5 = 62$	$y_5 = 248$	$u_5 = 105$	$s_6 = 105$
	$h_6 = 62$	$y_6 = 248$		

Als Belastung wählen wir Totalbelastung durch 10 gleiche Kräfte  $W$ , welche senkrecht über den Knotenpunkten des Windverbands in einer Höhe von  $w = 420$  oberhalb der Kämpfer wirken.

Die belastenden Kräfte des Bogens ergeben sich zu:



$$R_1 = \frac{420-83}{300} W = 1,12 W; \quad O_0 = \frac{5W \cdot 83}{300} = 1,4 W;$$
$$H_0 = \frac{5W \cdot 210}{300} = 3,5 W;$$

$$R_2 = \frac{420-149}{300} W = 0,9 W; \quad O_1 = \frac{4W(149-83)}{300} = 0,88 W;$$
$$H_1 = \frac{4W \cdot 210}{300} = 2,8 W;$$

$$R_3 = \frac{420-198}{300} W = 0,74 W; \quad O_2 = \frac{3W(198-149)}{300} = 0,49 W;$$
$$H_2 = \frac{3W \cdot 210}{300} = 2,1 W;$$

$$R_4 = \frac{420-231}{300} W = 0,63 W; \quad O_3 = \frac{2W(231-198)}{300} = 0,22 W;$$
$$H_3 = \frac{2W \cdot 210}{300} = 1,4 W;$$

$$R_5 = \frac{420-248}{300} W = 0,57 W; \quad O_4 = \frac{W(248-231)}{300} = 0,06 W;$$
$$H_4 = \frac{W \cdot 210}{300} = 0,7 W;$$
$$O_5 = 0; \quad H_5 = 0;$$

$$V_1 = V_2 = \frac{5W \cdot 420}{300} = 7 W;$$

Für die unteren Gurtungsstäbe berechnen sich die Stabspannungen  $U$  folgendermaßen:

$$\text{Stab } u_0; \quad U = 310 \cdot \frac{113,85}{210 \cdot 227} = -3,5 W;$$
$$U = -3,77 W.$$

Der Summand für Gleichung 34 ergibt sich hieraus:

$$\frac{Uu^2b}{sh} = \frac{3,77 \cdot 226^2 \cdot 310}{210 \cdot 310} W = -916 W.$$
$$\text{Stab } u_1; \quad U = 227 \cdot \frac{210}{220} = -13,25 W;$$
$$\frac{Uu^2b}{sh} = \frac{13,25 \cdot 220^2 \cdot 310}{210 \cdot 227} W = -4208 W.$$

Stab  $u_2$ ;  $\frac{U161 \cdot 210}{216} = -V_1 210 \cdot 2 + O_0 420 + O_1 210 + R_1 210 - (H_0 310 + H_1 227 + H_2 161)$

$U = -25,42 W$   
 $\frac{Uu^2b}{sh} = -\frac{25,42 \cdot 216^2 \cdot 310}{210 \cdot 161} W = -10907 W$

Stab  $u_3$ ;  $\frac{U112 \cdot 210}{212} = -V_1 630 + O_0 630 + O_1 420 + O_2 210 + R_1 420 + R_2 210 - (H_0 310 + H_1 227 + H_2 161 + H_3 112)$

$U = -41,93 W$   
 $\frac{Uu^2b}{sh} = -\frac{41,93 \cdot 212^2 \cdot 310}{210 \cdot 112} W = -24625 W$

Stab  $u_4$ ;  $\frac{U79 \cdot 210}{211} = -V_1 840 + O_0 840 + O_1 630 + O_2 420 + O_3 210 + R_1 630 + R_2 420 + R_3 210 - (H_0 310 + H_1 227 + H_2 161 + H_3 112 + H_4 79)$

$U = -62,4 W$   
 $\frac{Uu^2b}{sh} = -\frac{62,4 \cdot 211^2 \cdot 310}{210 \cdot 79} W = -52164 W$

Stab  $u_5$ ;  $U62 = -V1050 + O_0 1050 + O_1 840 + O_2 630 + O_3 420 + O_4 210 + R_1 840 + R_2 630 + R_3 420 + R_4 210 - (H_0 310 + H_1 227 + H_2 161 + H_3 112 + H_4 79)$

$U = -81,4 W$   
 $\frac{Uu^2b}{sh} = -\frac{81,4 \cdot 105^2 \cdot 310}{105 \cdot 62} W = -42736 W$

Die von der unteren Gurtung herrührende Summe im Zähler der Gleichung 34 ist sodann

$\sum_0^{1/2l} \frac{Uu^2b}{sh} = -(-916 - 4208 - 10907 - 24625 - 52164 - 42736) W = 135556 W$

In ähnlicher Weise ergibt sich für die obere Gurtung

Stab  $s_1$   $S = 6,46 W$ ;  $\frac{Ssy}{h} = 496 W$

Stab  $s_2$   $S = 16,38 W$ ;  $\frac{Ssy}{h} = 3184 W$

Stab  $s_3$   $S = 31,37 W$ ;  $\frac{Ssy}{h} = 11648 W$

Stab  $s_4$   $S = 51,87 W$ ;  $\frac{Ssy}{h} = 31853 W$

Stab  $s_5$   $S = 70,9 W$ ;  $\frac{Ssy}{h} = 59698 W$

Stab  $s_6$   $S = 70,9 W$ ;  $\frac{Ssy}{h} = 29849 W$

$\sum_0^{1/2l} \frac{Ssy}{h} \cdot \beta = 136728 \beta W$

Der Zähler der Gleichung 34 lautet somit  $(135556 + 136728 \beta) W$ .

Der Nenner, welcher schon wegen der verticalen Belastungen berechnet werden mußte, lautet nach der genannten Abhandlung

$9119,4 + 7699,8 \beta$ , daher  
 $Q_1 = \frac{135556 + 136728 \beta}{9119,4 + 7699,8 \beta} W$

Für  $\beta = 2$ , d. h. wenn der Querschnitt der unteren Gurtung doppelt so groß ist, als der der oberen, folgt hieraus

$Q_1 = 16,68 W$ , und für  $W = 1600$  kg  
 $Q_1 = 26688$  kg.

Zum Vergleich möge mitgeteilt werden, daß bei derselben Brücke der Horizontalschub durch das Eigengewicht 17860 kg - Zugbelastung 69200 - Temperaturänderungen 14200 - beträgt.

Der Einfluß der Horizontalkräfte auf den Horizontalschub darf daher schon bei kleineren Brücken nicht vernachlässigt werden.

Um nun die Spannungen zu ermitteln, welche von den Horizontalkräften in den Gurtungen der Hauptträger erzeugt werden, ist den oben bestimmten Kräften  $U$  und  $S$  noch der Zuwachs in Folge des Horizontalschubs  $Q_1$  hinzu zu addiren. Bezeichnet man diesen Zuwachs mit  $Z$ , so ergibt sich:

Stab  $u_0$   $Z \cdot 310 \frac{210}{226} = Q_1 \cdot 310 = 16,68 W \cdot 310$   
 $Z = 17,95 W$

Totale Spannung =  $U + Z = -3,77 W + 17,95 W = 14,18 W = 22688$  kg für  $W = 1600$ .

Stab  $u_3$   $Z \frac{112 \cdot 210}{212} = Q_1 \cdot 310 = 16,68 W \cdot 310$   
 $Z = 47 W$

Totale Spannung =  $U + Z = -41,93 W + 47 W = 5,07 W = 8112$  kg für  $W = 1600$ .

Stab  $u_5$   $Z \cdot 62 = 16,68 W \cdot 310$   
 $Z = 83,4 W$

Totale Spannung =  $U + Z = -81,4 W + 83,4 W = 2 W = 3200$  kg für  $W = 1600$ .

Ähnlich ergibt sich für die obere Gurtung:

Stab  $s_1$  Totale Spannung =  $S + Z = 6,46 W - 6,10 W = 0,36 W = 576$  kg für  $W = 1600$ .

Stab  $s_4$  Totale Spannung =  $S + Z = 16,38 W - 13,28 W = 3,1 W = 4690$  kg für  $W = 1600$ .

Stab  $s_6$  Totale Spannung =  $S + Z = 31,37 W - 27,19 W = 4,18 W = 6688$  kg für  $W = 1600$ .

Für die Diagonalen der Hauptträger erhält man:

Stab  $d_1$  Spannung =  $0,56 W = 896$  kg für  $W = 1600$  kg.

Stab  $d_4$  - =  $1,34 W = 2144$  kg - - - -

Stab  $d_6$  - =  $0$ .

In derselben Weise ist die Berechnung für den hinteren Bogen durchzuführen; doch weichen die Resultate so wenig von denen des vorderen Bogens ab, daß man sich mit den letzteren begnügen kann.

Die Spannungen in den Streben des Horizontalverbands erhält man nach Gleichung 31. Hat man es mit einer variablen Belastung zu thun, so ergibt sich die ungünstigste Laststellung für die Streben in derselben Weise wie bei gewöhnlichen Balkenträgern.

Anmerkung. Besitzt die Brücke an den Auflagern keine Gelenke, so kommen zu den früher genannten 10 unbekanntem äußeren Kräften noch 4 neue Unbekannte hinzu. In diesem Falle liefern die elastischen Beziehungen der losgelösten Hauptträger in bekannter Weise noch  $2 \cdot 2 = 4$  neue Bestimmungsgleichungen, so daß sämtliche äußere Kräfte nach Größe und Angriffspunkt ermittelt werden können. Ein näheres Eingehen auf diesen Fall wurde mit Rücksicht auf die geringere praktische Wichtigkeit und die große Umständlichkeit des Rechnungsganges vermieden.



II. Der Horizontalverband liegt in der Ebene der oberen Gurtungen.

A. Bogenträger mit 3 Gelenken.

Denkt man sich die Horizontalkräfte  $W$ , welche in der Höhe  $w$  oberhalb der Kämpfer wirken, an den Horizontalverband, dessen Höhe oberhalb der Kämpfer =  $g$ , versetzt, so sind gleichzeitig an dem vorderen Bogen vertical aufwärts, an dem hinteren Bogen vertical abwärts gerichtete Kräfte  $R$  anzubringen, deren Größe  $R = W \frac{w-g}{t}$ , wo  $t$  = Brückenbreite. Die Wirkungsweise dieser Kräfte  $R$  auf die Hauptträger ist in derselben Weise wie die der anderen verticalen Kräfte zu berechnen. Die Beanspruchung des Horizontalverbands wird nach den bekannten, bei Balkenbrücken gültigen Formeln ermittelt.

B. Bogenträger mit 2 Gelenken.

Wie bei dem Bogenträger mit 3 Gelenken entstehen durch Versetzung der Horizontalkräfte  $W$  an den Horizontalverband verticale Kräfte  $R = W \frac{w-g}{t}$ , deren Einfluß auf die Hauptträger dem der anderen verticalen Kräfte zuzuschlagen ist. Die Wirkungsweise der versetzten Kräfte  $W$  erstreckt sich hier jedoch nicht nur auf den Horizontalverband, sondern auch auf die Hauptträger. In Folge der Zusammenpressung der vorderen Gurtung des Horizontalverbands, welche zugleich obere Gurtung des vorderen Hauptträgers ist, würde nämlich ein Auseinanderrücken der Auflagerpunkte eintreten, wenn die festen Widerlager keinen Widerstand leisten würden. Hierdurch entsteht jedoch ein Horizontalschub, welcher in sämtlichen Stäben des Trägers zusätzliche Spannungen erzeugt. Die Größe dieses Horizontalschubs ist nach Gleichung 34 zu berechnen, wo  $U = 0$  und  $S$  gleich den Spannungen zu setzen ist, welche die Horizontalkräfte  $W$  für sich allein in den Gurtungen des Horizontalverbands hervorrufen.

Für das früher gewählte Beispiel der Itterbrücke ergibt sich bei totaler gleichmäßiger Belastung, Zugkräfte positiv gesetzt:

Stab  $s_1$   $S = -\frac{210}{300} A_1 = -\frac{210}{300} \cdot 5 W = -3,5 W$ ;

$\frac{Ssy}{h} = -268,5 W$ ;

Stab  $s_2$   $S = -3,5 W - \frac{210}{300} (A_1 - W) = -6,5 W$ ;

$\frac{Ssy}{h} = -1221,9 W$ ;

Stab  $s_3$   $S = -6,5 W - \frac{210}{300} (A_1 - 2W) = -8,4 W$ ;

$\frac{Ssy}{h} = -3118,6 W$

Stab  $s_4$   $S = -9,8 W$ ;  $\frac{Ssy}{h} = -6016,9 W$ ;

Stab  $s_5$   $S = -10,5 W$ ;  $\frac{Ssy}{h} = -8840,6 W$ ;

Stab  $s_6$   $S = -10,5 W$ ;  $\frac{Ssy}{h} = -4420,3 W$ ;

der Zähler der Gleichung 34 ergibt sich hiernach zu  $-23886,8 \beta \cdot W$ ; der Nenner lautet nach früher:

$9119,4 + 7699,8 \beta$ , somit  
 $Q = -\frac{23886,8 \cdot \beta \cdot W}{9119,4 + 7699,8 \beta}$  (Druck)  
 $= -1,95 W$  für  $\beta = 2$   
 $= -3120$  kg für  $W = 1600$  kg.

Dieser Horizontalschub  $Q$  erzeugt beispielsweise im ersten, vierten und sechsten Feld der unteren Gurtung die Druckspannungen 3360, 8800, 15600 kg, und in den entsprechenden Feldern der oberen Gurtung die Zugspannungen 1136, 9120, 12480 kg, welche zu den Kräften  $S$  addirt die Totalspannungen 4464, 6560 und 4320 kg Druck ergeben. Nach der gebräuchlichen Methode hätte man für die obere Gurtung die Spannungen  $S$ , für die übrigen Stäbe die Spannungen 0 erhalten, und ist hieraus die vollständige Unzulänglichkeit dieser Methode ersichtlich. Die Berechnung der Streben des Horizontalverbands wird in bekannter Weise nach Gleichung 31 ausgeführt.

III. Der Horizontalverband liegt in einer von den Hauptträgern unabhängigen Ebene.

Die Berechnung erfolgt in derselben Weise wie bei II A. Karlsruhe im September 1880. Fr. Engelfser.

Zeitschrift für Bauwesen, 1881.

Inhalt: Gottfried Semper. (Fortsetzung.) — Von der internationalen Fischerei-Ausstellung in Berlin. — Ueber die Lage der Stützlinie in Gewölben. — Mittheilungen aus Vereinen: Architekten-Verein zu Berlin. — Bau-Chronik. — Vermischtes: Die Zentral-Handwerkerschule in Berlin. — Zur Frage der Asphalt-

Straßen. — Zur Handhabung des preussischen Fluchtlinien-Gesetzes. — Neue Glas-Jalousie. — Für das Römerbad in Badenweiler. — Konkurrenzen. — Brief- und Fragekasten.

12

14

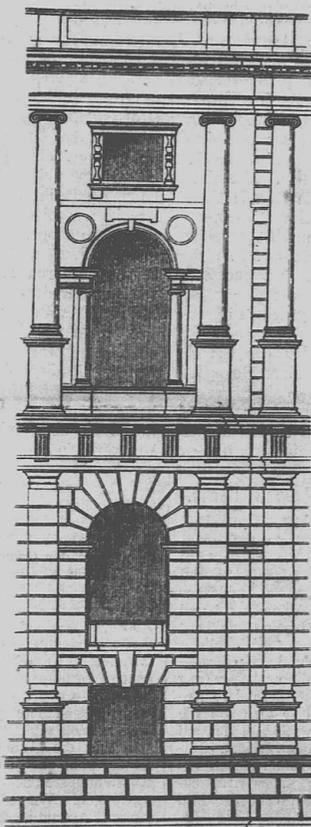
Gottfried Semper.

(Fortsetzung. — Hierzu die Abbildungen auf Seite 185.)

In den Plänen zu dem neuen Dresdener Hoftheater giebt Semper seinen Intentionen über die Gestaltung des modernen Theaters, wie sie sich bei ihm in Folge fortgesetzter Beschäftigung mit dieser Aufgabe und im Anschluss an seine im Laufe der Zeit weiter entwickelten architektonischen Anschauungen heraus gebildet haben, Ausdruck. Von der Sächsischen Regierung auf Antrag der Stände nach Untergang des alten Theaters berufen, Vorschläge über einen Neubau zu machen, stellte Semper einen, unter Wegfall der über den Unterfahrten projektierten Probescenale auch zur Ausführung gelangten, Entwurf auf. Er wählte im Gegensatz zu der ad hoc ernannten königlichen Kommission wiederum den Theaterplatz als Bau-

aus. Wiederrum bildet das giebelte Bühnenhaus den hochragenden Mittelpunkt, um welchen sich in terrassenförmiger Abstufung die verschiedenen Bautheile, Zuschauerhaus und Exedra mit der dionysischen Pantherquadriga Schillings, Foyers, Treppenhäuser und Unterfahrten, Hinterbühne und Garderobe gruppieren. Hatte aber Semper bei dem alten Theater neben dem charakteristischen Ausdrucke insbesondere die Harmonie, das ruhige Ebenmaass der äusseren Erscheinung im Auge und ist der durchschlagende Erfolg, den dasselbe erwarb, gerade dem glücklichen Erreichen dieses Ziels zuzuschreiben, so giebt er jetzt diese äussere Geschlossenheit ohne Bedenken auf, um den inneren Organismus seiner Eigenart und Spezialität nach im Aufbau auf das Unverkürzteste und Wahrhaftigste zum Ausdruck zu bringen und damit jene höhere Einheit zu erreichen, die in dem Zusammenwirken der verschiedenen Theile als solcher zu einem gemeinsamen Zwecke begründet liegt. Und dazu bedient er sich der architektonischen Ausdrucksmittel als Mittel zum Ausdrucke dessen, was er will, mit einer Freiheit und Souveränität, wie sie der Redner äbt, um mit Worten, die zwar jedem zur Verfügung stehen, die aber nicht jeder entsprechend zu gebrauchen versteht, seine eigensten Gedanken auszusprechen, und welche uns überzeugend beweisen, dass jenen alten Ordnungen und Mitteln auch heute noch ein ewig junger Geist inne wohnt, wenn nur der Meister kommt, der nicht im Schema stecken bleibt, sondern der sich ihrer in rechter Erkenntnis jenes Geistes für seine höheren Zwecke zu bedienen vermag. Und er zeigt in der Verwendung dieser Mittel, in der Betonung und Nüanzirung eine solche Feinfähigkeit, im Anbringen des Schmuckes eine solche Oekonomie, in allem eine solche Sicherheit und Zielbewusstheit, mit einem Worte Klassizität, wie sie nur einer im Ringen nach den höchsten Zielen gereiften Meisterschaft eigen sein kann. Die Anmuth und Liebenswürdigkeit, ich möchte sagen Naivetät des alten Theaters ist darum freilich dem neuen Theater nicht eigen. Wohl aber ist das letztere vom Theaterplatz aus gesehen, mag man seinen Standpunkt entlang der katholischen Kirche, am Schlosse oder Museum nehmen, als Ensemble von wahrhaft bezaubernder Wirkung, von einer Lebendigkeit und Originalität im Aufbau, einer Großartigkeit, Pracht und Monumentalität und dabei von einer Unmittelbarkeit und Selbstverständlichkeit, einer heiteren Selbstgenügsamkeit, die es den genialsten Werken der Baukunst anreicht und uns vor dem künstlerischen Vermögen des Schöpfers dieses Baues

platz, nur mit der Abweichung von der Situation des zerstörten Gebäudes (welch letztere durch die projektierte Verbindung mit dem Zwinger bestimmt worden war) dass er nun, nachdem jene Verbindung durch den Museumsbau unmöglich geworden war, in ästhetischer Rücksichtnahme auf das Museum und, um von demselben jede Gefährdung durch einen Theaterbrand abzuwenden, das neue Haus so weit zurück schob, dass die vordere Stirnseite der Unterfahrten mit der nordwestlichen Seitenfronte des Museums in eine, nur von dem bogenförmig gebildeten Theile der Vorderfacade überragte Fluchtlinie fällt, das Museum aber gegen den Theaterplatz zu in seiner ganzen Längenausdehnung frei wird. Was den Plan selbst anlangt, so behält Semper im Grund- und Aufriss die zuerst bei seinem Münchener Festtheater, den Erfordernissen des Innenraumes gemässs, zur Anwendung gebrachte segmentförmige Gestaltung der vorderen Front bei, wogegen er den Zuschauerraum bis zum vierten Range im vollen Halbkreis schliesst, darüber hinaus aber die den äusseren Gebäude-Umfassungen parallelen Saalwände sichtbar werden lässt, eine Anordnung, die wohl nur von Puristen als inkonsequent getadelt werden dürfte. Der Grund aber, der Semper bestimmt hat, das Segment an Stelle des Halbkreises zu wählen, wird wohl darin zu finden sein, dass jenes, weil kürzer als dieser, zu den Seiten des Auditoriums den Raum für eine bedeutsame Entwicklung der Vestibule und Treppen, wie sie nach Vorgang der neuen Pariser Theater für Theatergebäude höheren Ranges auch bei uns mit Recht verlangt wird, übrig lässt; eine Möglichkeit, von der Semper vollen Gebrauch macht, indem er von den ca. 2300 qm, die das neue Theater mehr als das alte misst, wohl für Vergrößerung der Bühne und der Dependenz derselben mehres beansprucht, den Löwenantheil aber den Vestibulen und Treppen zuweist. Entschiedener aber und rücksichtsloser als in irgend einem anderen Bauwerke Sempers macht sich hier das Streben nach charakteristischem Ausdrucke geltend. Schon im Grundplan hält Semper den für das Publikum bestimmten und den zur Bühne gehörigen Theil scharf auseinander, in der einfachen, durchsichtigen Anordnung vor allem und scheinbar ausschliesslich dem praktischen Bedürfniss und der Zweckmässigkeit in vollstem Maasse Rechnung tragend, und spricht dann im Aufbau die verschiedene Bestimmung dieser beiden Haupttheile nach Höhe und Ausdruck, nicht nur im allgemeinen, sondern bis in die speziellen Einzelzwecke hinein und unter steter Berücksichtigung ihrer Werthstellung auf das prägnanteste



Façadensystem der Wiener Hofmuseen.

Erbaut von C. von Hasenauer und Gottfried Semper 1872-80.

mit Bewunderung erfüllt. Und wenn Semper in seinem alten Theater mit einer gewissen vornehmen Bescheidenheit auf eine Konkurrenz mit den nachbarlichen Meisterwerken verzichtete, weil ihm ein Gesamtplan vorschwebte, von welchem das Theater nur einen Theil bildete, dem es sich einzuordnen hatte, und weil ihm auch die Mittel hierzu fehlten, so nimmt er in seinem neuen Theater den Wettkampf mit ihnen auch nach der grosartigen und malerischen Seite hin und nicht ohne Erfolg auf. Von der alten Brücke oder der Brühlischen Terrasse aus gesehen, nicht freilich das Gebäude nicht entfernt den Eindruck wie vom Theaterplatze aus; es hat da etwas Zerrissenes in der Silhouette, wenig Harmonisches in der ganzen Erscheinung, so dass

man von hier aus zu einer rechten Freude an demselben nicht kommen kann. Und hieran knüpfen die Gegner, an denen es dem neuen Hause nicht fehlt, an, um mit dieser Thatsache die Behauptung zu belegen, dass das neue Theater im ganzen und großen eine Kaprixe sei, die weit hinter der Schönheit des alten Theaters zurück stehe. Dass das alte Theater vor dem neuen die gleichmäßig, allseitig harmonische äußere Gesamtwirkung voraus hatte, ist eben so wenig bestreitbar, als dass sich im neuen eine elementare Macht des Ausdruckes, eine Größe des Willens, eine Genialität in der ganzen Konzeption geltend macht, von der wiederum das alte Haus keinen Begriff gab, und es gereicht Semper zum höchsten Verdienste, dass er mit solcher Energie und solchem Erfolge das Charakteristische, auf welches ja überhaupt die künstlerischen Bestrebungen der Gegenwart zielen, zur Geltung zu bringen wusste. Dagegen wird ein objektives Urtheil mit dem Erkenntnis nicht zurück halten dürfen, dass die Detaildurchbildung hinter Sempers früheren Arbeiten wesentlich zurück steht. Die schwere klobige Rustik, die man eher bei einem Festungswerke, denn bei einem Theater an rechter Stelle glauben möchte und welche andererseits in ihrer Mächtigkeit durch jene schmalen Rustikpilaster alterirt wird, die die Rustik vielleicht klobiger als dies ohne diese Unterbrechung der Fall gewesen wäre, erscheinen lassen, abgesehen von bedenkliehen Anordnungen, wie jene Bogenanfänge, wenn gleich alles dies auch bei römischen Theatern — ich erinnere an das Amphitheater zu Pola — vorkommt; die hohen Säulenstähle, die der Vitruvianischen Regel zufolge, wonach der Säule zwölf, dem Stuhle vier, dem Gebälk drei Theile zukommen, von Semper seit dem Theaterprojekt für Rio de Janeiro beliebt waren und welche die Macht der Säule sehr beeinträchtigen; der Mangel jeder Markierung da, wo im Oberbau das Segment in die Gerade übergeht; die Flüchtigkeit in der Durchbildung des Konsolen-Haupt-simses an den Ecken und Kröpfen, die Profilierungen überhaupt, die die Flüchtigkeit und Schönheit des Museums z. B. nicht annähernd erreichen: das Alles fällt bei genauerer Betrachtung befremdend auf. Ist dem Meister im Hinblick auf das große Ganze alles andere als nebensächlich und gleichgültig erschienen?

Wenn Semper seinen Schülern in Dresden den Grundsatz exemplifizieren wollte, dass das Äußere eines Gebäudes die Wesenheit desselben vordrückt, sein Inneres ahnen lassen müsse, Erfüllung aber erst das Innere bringen könne, dass also eine stete Steigerung bis zu dem innersten Kerne der Anlage, auf welchen sich alles zu beziehen habe, stattfinden

#### Von der internationalen Fischerei-Ausstellung in Berlin.

Welt- und ausstellungskundige Männer bezeichnen die vom deutschen Fischerei-Verein veranstaltete Ausstellung von Erzeugnissen und Geräthen der See- und Binnenfischerei, die am 20. April in der Reichshauptstadt eröffnet wurde, als das bedeutendste und gelungenste internationale Unternehmen dieser Art, welches bisher auf irgend einem Spezial-Gebiete zu Stande gekommen sei und die staunenswerthe Fülle der hier vereinigten Gegenstände lässt eine solche Behauptung wohl glaublich erscheinen. Nicht allein, dass die größten Kulturländer Europas, Asiens und Amerikas — mit Ausnahme des grossen Frankreich — an dieser Ausstellung theilgenommen sind: sie haben es fast sämmtlich auch besondere Anstrengung sich kosten lassen, so vollständig und so glanzvoll wie möglich vertreten zu sein. Vor allem hat Deutschland, das auf die Ausnutzung seiner Wassergründe bisher nur geringe Aufmerksamkeit verwendet und daher von anderen Ländern noch viel zu lernen hat, kein Opfer gescheut und seine ganze Kraft zusammen genommen, um zum mindesten ein ansprechendes Bild seiner bezüglichen Bestrebungen vorzuführen zu können.

Und trotz dieses reichlichen Inhalts der Ausstellung theilt sich die Aufmerksamkeit und Bewunderung des gesammten Publikums, der Laien wie der Sachverständigen, zwischen dem Inhalt und der äußeren Anordnung derselben. Man empfindet es, dass die Anlage der Ausstellungs-Räume und ihr dekorativer Schmuck als das einheitliche lebensvolle Werk einer gestaltenden Künstlerhand — als ein Gedicht in körperlicher Gestalt — sich darstellen und giebt dem Genusse dieser poetischen Schöpfung um so freudiger sich hin, je seltener man bisher Gelegenheit zu einem solchen Genusse gehabt hat. Mit Recht ist daher von den Ehren, welche das überraschende Gelingen der Ausstellung den an ihrer Spitze stehenden Persönlichkeiten eingebracht hat, ein volles Maass auch den mitwirkenden künstlerischen Kräften, vor allen dem leitenden Architektenpaar, Kyllmann und Heyden, zu Theil geworden. Ihr Name schwebt in aller Munde und ihr Lob wird im Laufe der nächsten Wochen in so viel Sprachen gestungen werden, als wir gewiss nicht nur als einen persönlichen der beiden Künstler zu betrachten haben, sondern dessen wir zugleich als eines Erfolges, den die Bankunst unseres Vaterlandes errungen hat, uns freuen dürfen.

müsse, so wies er auf das nun abgebrannte Theater hin, das in der That diesen Grundsatz auf das überzeugendste illustrierte. Denselben Eindruck planvoller Steigerung, stufenweiser Vorbereitung auf das Letzte gewährt das Innere des neuen Theaters eben so wenig, als Erfüllung der durch das Äußere auf das höchste gesteigerten Erwartungen. Dass die Ausgestaltung des Inneren eine weit grofsartigere, opulenter ist, als die des alten Theaters war, lehrt schon der flüchtigste Vergleich beider Grundpläne. Aber einmal steht nicht die Disposition im Ganzen und Grofsen, wohl aber die Behandlung des Inneren an Genialität und kühnem grofsartigen Griff dem Äußeren trotz einzelner Glanzpunkte entschieden nach, dann ist die Durcharbeitung der wichtigsten Parthien in einem Stadium stehen geblieben, das noch nicht als das der Vollendung bezeichnet werden kann, ein Mangel, der sich hier noch weit aufdringlicher geltend macht, als dies im Äußeren der Fall ist. Das wird zunächst in den Treppenhäusern bemerklich. Wie ein Nothbehelf erscheinen bei der räumlichen Bedeutsamkeit dieser Anlage die Aufgänge zum zweiten Range, die Zugänge zum Foyer; verwirrend das Durcheinander der Treppenvestibül-Säulen vom Foyer aus gesehen, kleinlich die sieben Mal hinter einander aufmarschirenden Balustraden zwischen den Treppenvestibül-Säulen; Treppenvestibüle und Foyer wollen nicht recht einheitlich zusammen gehen und gegen die Pracht des oberen Treppenvestibüls sticht die Nüchternheit des unteren, das man von den Unterfahrten aus betriff, unvermittelt ab. Auch der Zuschauerraum hat wenig von der Grofsartigkeit der Behandlung, die man dem Äußeren nach zu erwarten berechtigt ist, während es an Feinheit und Vollendung, einheitlicher harmonischer Wirkung hinter dem alten Hause weit zurück steht. Die Umschließung der Bühnenöffnung mit ihrer doppelten Säulenstellung, die die gleiche Architektur zeigenden Proszeniumslogen, die Säulen der königlichen Mittelloge, die mit den unteren der Bühnen-Einfassung und der Proszeniumslogen korrespondiren, der Plafond, der in seinem mittleren Theile zwar das Motiv und die gleiche Einteilung mit dem früheren, aber auch nicht annähernd die gleich liebevolle meisterhafte Ausführung gemein hat, wollen sich weder der Anordnung, noch der Durchbildung nach in einen Semperbau von solcher Bedeutung schicken. Einzelheiten, wie die gleich einem Brett vorgeschobenen Balkone im vierten Rang des Proszeniums, die uniformen Konsolen zwischen den oberen und unteren Säulen der Bühnen-Umrahmung, von denen die eine eine sitzende, die andere eine stehende Figur von verschiedenem Maafsstabe zu tragen hat, die Anbringung

Das vom preussischen Staate dargebotene Lokal der Ausstellung liegt auf dem Terrain der ehemaligen Kgl. Eisengießerei an der nördlichen Seite der Invalidenstrasse, auf welchem in den letzten Jahren bekanntlich die Monumentalbauten der Bergakademie und der Geologischen Landesanstalt sowie der Landwirtschaftlichen Akademie und des Landwirtschaftlichen Museums entstanden sind. Es umfasst das letztere, bereits vollendete, aber noch nicht in Benutzung genommene Gebäude sowie einige zum Abbruch bestimmte frühere Werkstätten der Eisengießerei und den seinerzeit zur vorläufigen Aufnahme des Berg- und Hüttenmännischen Museums bestimmten Bau. Da der in diesen Gebäuden vorhandene Raum für den Umfang der Ausstellung jedoch bei weitem nicht genügt, so sind neben und zwischen ihnen noch ausgedehnte provisorische Baulichkeiten in leichter Holzkonstruktion errichtet worden.

Wie die Anlage im einzelnen gestaltet ist, dürfte unsere Leser wohl eben so wenig interessieren, wie die Vertheilung des Ausstellungsraumes unter die verschiedenen Nationen bzw. Abtheilungen. Wir begnügen uns in dieser Beziehung mit einigen kurzen Andeutungen. Die Wahl des Systems für die allgemeine Anordnung der Ausstellung ergab sich hier mit Nothwendigkeit aus der Beschaffenheit des Lokals. In den abgeschlossenen Einzelräumen des Landwirtschaftlichen Museums hätte sich eine strenge Gruppierung des vorhandenen Materials nach Klassen gar nicht durchführen lassen: es blieb daher nichts übrig, als den fremden Nationen je einen bzw. mehrere dieser Räume zuzuweisen, um die von ihnen eingesandten Gegenstände hier in einem Gesamtbilde darzustellen — eine Anordnung, die das fachmännische, vergleichende Studium natürlich erschwert, die äußere Erscheinung der Ausstellung aber entsprechend mannichfacher und individueller gemacht hat und somit einen wesentlichen Theil ihres Reizes bilden. Neben diesen Partial-Ausstellungen des Auslandes haben im Hauptgebäude noch einige geringeren Raum bedürfende Spezialitäten — eine historische Ausstellung des Märkischen Museums, Ausstellungen von Bernstein und Perlen, Sammlungen litterarischer auf die Fischerei bezüglicher Werke und wissenschaftlicher Instrumente, sowie endlich die Bureau der Ausstellung ihren Platz gefunden, während der grofse mit Glas überdachte Mittelhof des Hauses als der Prunk- und Festraum der ganzen Anlage ausgebildet worden ist. — Die kleineren Neben-Gebäude und die provisorischen Bauten enthalten

der Eckleuchter unter den ersten Rängen, des Kronleuchters außerhalb der eigentlichen Saalmitte, die Ausstattung der Draperien mit Stickereien mögen unerörtert bleiben und ebenso wenig sollen Klagen, die man nach Eröffnung des Theaters erhob, über das Nichtsehenkönnen von vielen Plätzen aus, über die Akustik, über mangelhafte Garderoben, über das Parterre — Klagen, die theils in der Natur der modernen Theater-Einrichtung und in der Verwendung grofser Häuser zur Ausführung von Konversations-Stücken und lyrischen Musikwerken begründet sind, denen andertheils leicht abgeholfen werden kann und wohl schon abgeholfen worden ist und welche endlich Semper gar nicht zur Last gelegt werden dürfen — des Weiteren besprochen werden. Das Innere des Theaters hat Schönheiten von grofsem Werthe: die oberen Treppenvestibüle an sich betrachtet, desgleichen das Foyer, die Logenränge von der Proszeniumsloge bis zur Mittelloge, Schönheiten in Bezug auf perspektivischen Reiz, räumliche Wirkung, charakteristischen Ausdruck, auf den glücklich getroffenen Maafsstab, auf die außerordentlich harmonische Farbenwirkung und auch im Detail eine Fülle künstlerischer Schönheiten; die im reichen Maafse zur Mitwirkung heran gezogene Malerei hat in Professor Grofse's Deckenbildern des Foyer z. B. Ruhmenswerthes dargebracht. Aber über das Bedauern kommen wir nicht hinweg, dass ein Künstler allerersten Ranges, der den Gipfel der Meisterschaft erstiegen, uns wohl im Einzelnen hoch entzückte, dass er aber uns im Innern des Hauses ein Werk aus einem Guss, von der Größe und Vollendung, wie er es uns zu schenken vor allem berufen war und wozu ihm wohl auch die Mittel gewährt worden waren, vorenthielt.

Dass aller Mängel ungeachtet, die nicht verschwiegen werden dürfen, wenn es sich nicht um eine blinde Verherrlichung des Meisters, sondern um eine möglichst vorurtheilsfreie Beurtheilung des Künstlers und seiner Werke handelt, das neue Dresdener Theater in Grundplan und Aufbau, in denen der künstlerische Schwerpunkt des Werkes beruht, die Grofsartigkeit eines genialen Geistes verkörpert, die wir zu den Errungenschaften unserer Zeit und unseres Volkes zu zählen haben, dass das Dresdener Theater unter allen Bauten Sempers empor ragt durch die Grofsartigkeit und Kühnheit, mit welcher der Meister, indem er dem Bedürfnis und der Nützlichkeit nach jeder Richtung hin rücksichtslos Ausdruck und Befriedigung giebt, die innerste Wesenheit des ganzen Baues im Äußeren zum wahrhaftigen Ausdruck bringt und ihm eine Physiognomie von sprechender Klarheit und siegreicher Schönheit verleiht, wie sie kein Theater vor ihm

neben den international zusammen gesetzten Abtheilungen — Sammlungen lebender bzw. frischer Fische, Apparate zur künstlichen Fischzucht, Konserven und Räucherwaaren etc. — vorzugsweise die umfangreiche, in sich nach Klassen geordnete Ausstellung Deutschlands, sowie das Restaurations-Lokal. In einem von diesen provisorischen Bauten eingeschlossenen grofsen Hofe, dem eine Anzahl prachtvoller alter Kastanien einen natürlichen Schmuck verleiht, ist ein kleiner Teich angelegt worden, in dem einige Fischerboote sich schaukeln; an seinem Ufer befindet sich eine Fischräucherei sowie ein Angelhäuschen.

Was uns an dieser Stelle näher zu beschäftigen hat, ist die künstlerische Gestaltung der Anlage, deren Idee in gesunder Natürlichkeit aus den durch das Lokal gegebenen Bedingungen und den zur Verfügung gestellten Mitteln entwickelt worden ist.

Im Hauptgebäude, dessen Räume überall in einer edlen und monumentalen Architektur durchgebildet sind, konnte es sich lediglich darum handeln, den Ernst dieser Architektur durch schmückende Zuthaten zu mildern und dem Ganzen ein festliches Gepräge zu verleihen. Dies ist den Architekten der Ausstellung trefflich gelungen; an dem Verdienste des Eindrucks, der hier erzielt ist, hat jedoch selbstverständlich der Erbauer des Hauses, Baurath August Tiede, einen noch gröfseren Antheil. Dank seinem Talent und seiner innigen Hingebung an die Aufgabe, die hier ausnahmsweise nicht bloß als eine der Nummern in der Reihe der alltäglichen Bauinspektions-Geschäfte behandelt worden ist — dank auch vor allem dem Maafsstabe, mit dem seinerzeit, in den Jahren des Milliarden-Segens, diesem Bau die Mittel zugemessen worden sind — werden die aus dem Auslande herbei eilenden Besucher der Ausstellung von der Anlage und Durchführung unserer neueren Staatsbauten an diesem Beispiel eine durchaus würdige Vorstellung gewinnen. Die weiträumigen, durchweg gewölbten, zum gröfseren Theil durch Säulen von echtem Steinmaterial getheilten Säle, das stattliche Treppenhaus, vor allem aber der grofse (zur Aufstellung landwirtschaftlicher Maschinen bestimmte) von 2 Reihen offener Arkaden umgebene Mittelhof sind durchaus geeignet, zu repräsentiren.

Die von Kyllmann und Heyden angeordnete Dekoration dieses Hofes bildet, wie schon erwähnt, den architektonischen Glanzpunkt der Ausstellung. Ein in der kurzen Mittelaxe ausgespanntes purpurfarbenedes Velum, unter dem das horizontal

gezeigt, u. zw. durch die souveräne Beherrschung der architektonischen Ausdrucksmittel, die uns zu einer Frage über das Wie und das Was, zu einer stilistischen Untersuchung gar nicht kommen lässt, weil sie die Selbstverständlichkeit der Natur hat, sei zusammenfassend hier noch einmal erwähnt. Auch gebührt dem Sohne Sempers, der mit Hingebung und Selbstaufopferung unter schwierigen Verhältnissen der Interpret der Intentionen seines Vaters ward, vor allem aber der Sächsischen Staatsregierung, die den ehemaligen Maiflüchtling mit dem Baue betraute, und den Königen Johann und Albert, deren Munifizenz die Inangriffnahme und schließliche Fertigstellung des Baues ermöglichte, aufrichtiger Dank im Namen der deutschen Kunst.

Es bleibt noch übrig des Antheils Sempers an den Wiener Bauten zu gedenken. Semper wurde, um den mit Leidenschaft und Erbitterung geführten Kampf um die Ausführung der am Burgring zu erbauenden k. k. Hofmuseen für die Kunst- und wissenschaftlichen Sammlungen, der sich an die Konkurrenz-Projekte der Hrn. Ferstel, Hansen, v. Hasenauer und Löhr knüpfte und trotz wiederholter Juryirung und Umarbeitung der Projekte v. Hasenauers und Löhrs unentschieden fortzog, zu beenden, dem Vernehmen nach auf Anregung Hansen's vom Kaiser von Oesterreich mit der endgültigen Beurtheilung der Projekte beauftragt. Er entschied sich für den Entwurf des Hrn. von Hasenauer und arbeitete auf Grund dessen einen grofsartigen Gesamtplan, der die Erweiterung der Hofburg, ein Hofschauhaus und die mittels Triumphbögen mit der Burg zu verbindenden Hofmuseen umfasste, aus. Der Plan fand den Beifall des kaiserlichen Herrn. Ob nun Semper direkt mit der weiteren Durcharbeitung und der Ausführung beauftragt wurde und er sich Hrn. von Hasenauer als Kompagnon wählte, wie ich früheren Informationen nach annahm, oder ob dies infolge einer Verbindung mit Hrn. von Hasenauer, dem er sich als Kompagnon offerirt hatte, wie ich nach neueren Nachrichten anzunehmen habe, geschah, mag dahin gestellt bleiben. Jedenfalls siedelte er nach Wien über und nahm die Arbeiten für die Ausführung der projektierten Bauten, zunächst für die Museen mit Hrn. von Hasenauer gemeinsam in Angriff.

Für diese Museen ist die von Hrn. von Hasenauer herführende Disposition im Wesentlichen beibehalten worden. Beide Gebäude, im Äußeren gleich, haben die Form eines, einen inneren Hof umschließenden Parallelogramms, dessen Langseiten durch einen, den Hof durchsetzenden Mittelbau verbunden sind. Letzterer enthält nach vorn die Vestibüle,

schwebende grofse Reichswappen auf Goldgrund abgebracht ist, von den Brüstungen des oberen Stockwerks herab hängende Teppiche — im Fonds tief grünblau mit gelblich weifser, schön ornamentirter Borte — über welche sich vergoldete, je im zweiten Felde ein in heraldischen Farben ausgeführtes Landes-Wappen tragende Festons schlingen; sie haben frische leuchtende Farben in den Raum gebracht, die auf dem Steinon der Architektur außerordentlich vornehm wirken. Dunkle grüne Laubmassen von Zierpflanzen füllen die Beete an den Ecken dieses Prunksaales, in welchem bei der Eröffnungsfeier an einer der Schmalseiten die mit rothem Stoff bekleidete, von einer vergoldeten Victoria-Figur (des Bildhauers Geiger) bekrönte Estrade für den hohen Protektor und die Ehrengäste der Ausstellung angeordnet war. Den schönsten und edelsten Schmuck hat der Raum jedoch durch ein in riesigem Maafsstabe ausgeführtes Werk der plastischen Kunst empfangen — ein in üppigem Barockstil gehaltenes Brunnenmonument, das aus dem im Mittelpunkte des Hofes angeordneten Wasserbecken in kecker, meisterhafter Gruppierung sich erhebt — der architektonische Kern als rother Marmor, die Tritonen und Nereiden des unteren Theils und die krönende Neptun-Figur als vergoldete Bronze gedacht und behandelt. Die Wirkung dieses von Baurath Heyden erfundenen, in seinem figürlichen Theile von dem bisher noch wenig bekannten, offenbar hoch begabten Bildhauer Eberlein geschaffenen Werkes ist eine ähnliche gewesen, wie die des Obeliskens, mit dem derselbe Architekt vor 2 Jahren bei der Rückkehr Kaiser Wilhelms in seine Hauptstadt den Potsdamer Platz schmückte: allgemein macht sich der Wunsch geltend, dass eine so glückliche Schöpfung nicht bloß in Surrogat-Material und für eine kurze Zeitdauer ausgeführt bleibe, sondern dass sie der Stadt, in welcher sie entstanden, als eine dauernde monumentale Zierde erhalten werden möge. Die Persönlichkeiten, welche diesen Gedanken hier wiederum ausgesprochen haben und für seine Verwirklichung eintreten wollen, dürften die Hoffnung rechtfertigen, dass eine solche in der That gelingen und dass Berlin somit endlich einen künstlerisch gestalteten monumentalen Brunnen erhalten wird. Doch denkt man nicht etwa daran, denselben an seiner gegenwärtigen Stelle auszuführen, sondern hat als Standort für ihn einen öffentlichen Platz — den Opern- oder Wilhelmplatz — in Aussicht genommen.

(Schluss folgt.)

dahinter eine grofsartige Haupttreppe und eine bis in die zweite Etage führende Doppeltreppe und spricht sich nach Aufsen durch eine Vorlage aus, über welcher sich auf zwischen-geschobener Attika eine achteckige, von vier Eckkuppelbauten flankirte Kuppel erhebt; Risalite schliessen die Ecken der Langseiten ab, während die Schmalseiten mittlere Vorlagen erhalten haben. Im Innern unterscheiden sich beide Gebäude dadurch, dass in dem kunsthistorischen Museum eine schmalere von Seitenlicht beleuchtete Zimmerreihe nach Aufsen, tiefere mit Oberlicht beleuchtete, durch zwei Stockwerke gehende Säle nach den Höfen zu angeordnet sind, in dem naturhistorischen Museum aber die entgegen gesetzte Anordnung, die tieferen Räume nach vorn, die schmaleren nach dem Hofe, getroffen worden ist. Beide Gebäude erhalten über dem zu Wohnungen, Depots etc. bestimmten Tiefparterre, das Hochparterre, eine erste und eine zweite Etage. Die Verhältnisse sind aufergewöhnlich, 7<sup>m</sup> von Axe zu Axe. Die Façaden tragen unverkennbar den Stempel Semper'scher Architektur. Sie erinnern im Motiv an die Zwingerseite des Dresdener Museums, nur in wesentlich gesteigertem Maafse; eine jonische Säulenstellung über rustizirtem Parterre. Während aber in Dresden die Zwingerfront über dem Parterre nur ein Geschoss, die Theaterplatzfront zwar deren zwei hat, von denen aber das obere nicht mit Seitenlicht versehen ist und darum in der Façade nicht zum Ausdruck kommt, wird in Wien das Obergeschoss mittels nach der Breite gestreckter Fenster über den mit jonischen Säulchen eingefassten Rundbogenfenstern des Hauptgeschosses sichtbar. Die über die erste und zweite Etage reichenden Säulen haben hohe Stühle; den Wandsäulen der Rücklage entsprechen im Parterre wiederum Rustikpilaster, die aus der Quaderung heraus springen und sich durch Archi-

trav-Fries und Unterglieder des dorisirenden Gebälkes kröpfen, den vorgekröpften Vollsäulen der Vorlage dergleichen Rustiksäulen im Parterre. Reicher Schmuck an Festons und Kränzen — schwebenden, sehr malerisch behandelten Figuren an den Vorlagen — füllen die Zwickel und Mauerflächen zwischen den jonischen Säulen. Und in verwandter Weise sind Kuppel und Eckthürmchen behandelt. Als eine Besonderlichkeit erscheint, dass sowohl die Rustikpfeiler, die nach meinem Dafürhalten auch hier die ruhige Wirkung des Unterbanes zerreifsen, als auch die Rustiksäulen mit ihren Stühlen aufser jedem Zusammenhange mit den horizontalen Gesimsen stehen. Uebrigens ist die Rustik weniger derb behandelt, als wir es bei Semper, besonders in seiner späteren Zeit, gewöhnt sind. Das Detail ist sorgfältig durchgebildet. Der Eindruck der Gebäude ist ein imposanter, wie es bei den mächtigen Verhältnissen zu erwarten stand — prunkvoller, aber an die vornehme Höhe und feine Pointirung des Dresdener Museums nicht reichend. Ueber die vielfach angezeufelte Wirkung der Kuppel steht mir ein Urtheil nicht zu, da dieser Theil noch eingerüstet war, als ich im Herbste vorigen Jahres die Museen zum letzten Male sah.

Das Hof-Schauspielhaus, das nicht dem ursprünglichen Entwurfe gemäfs im Volksgarten und in Verbindung mit der Hofburg-Erweiterung, sondern als Pendant zum Rathhause errichtet wird, erinnerte in der ersten Skizze in der Grundrissform lebhaft an das Münchener Festtheater. Für die Ausführung entwarfen Semper und Hasenauer Pläne und es entschied sich der Kaiser für den Semper'schen unter Adoptirung der von Herrn von Hasenauer in Vorschlag gebrachten geradlinigen Loggia über den unteren Eingängen. Inwieweit die Pläne Semper's bei dem in Ausführung begriffenen Bau zur Geltung gekommen sind, lässt sich zur Zeit noch nicht ermesen. — (Schluss folgt)

Ueber die Lage der Stützlinie in Gewölben.

Bekanntlich lässt sich die Stützlinie eines Gewölbes aufzeichnen, sobald 3 Bestimmungsstücke derselben (3 Punkte, oder Gröfse, Richtung und Angriffspunkt der Fugenpressung für eine beliebige Fuge etc.) gegeben sind.

Mit der Stützlinie sind nun die im Innern des Gewölbes wirkenden Kräfte und somit auch die durch dieselben bedingten Deformationen des Gewölbes fest gelegt. Wie auch diese Deformationen im Einzelnen beschaffen sein mögen, die Gesamtwirkung derselben muss derart sein, dass das Gewölbe auch nach der Deformation noch zwischen die Widerlager passe. Die 3 Bestimmungsstücke der Stützlinie sind somit nicht willkürlich, sondern müssen der eben genannten Bedingung genügen, wodurch ein Mittel zu ihrer Bestimmung an die Hand gegeben ist.

Bei den sogen. elastischen Bogenträgern beruhen die Deformationen auf der Elastizität des Materials, und lassen sich die 3 Bestimmungsstücke der Stützlinie, wenn die Bewegungen der Widerlager bekannt sind und unter der Annahme, dass die Bogenquerschnitte auch nach der Deformation noch eben bleiben, in bekannter Weise mit Hilfe der Elastizitäts-Theorie bestimmen.

Zu den elastischen Bogenträgern zählen in erster Linie die eisernen Bogenträger, ferner die homogenen, fugenlosen Zementgewölbe. Auch Quadergewölbe können annähernd in dieser Weise behandelt werden, falls dieselben erst nach vollständiger Erhärtung des Mörtels ausgerüstet werden; doch sind die erhaltenen Resultate mit Rücksicht auf die ungleiche Elastizität der Materialien, welcher die Theorie keine Rechnung tragen kann, naturgemäfs nur innerhalb gewisser Grenzen richtig. Man wird daher die Beanspruchungen des Gewölbes niemals mit ähnlicher Sicherheit wie bei Eisenkonstruktionen ermitteln können und in Folge dessen mit grofsen Sicherheits-Koeffizienten, welche eine rationelle Ausnutzung des Materials verhindern, rechnen müssen.\*)

Bei vollständig erhärteten Bruchstein-Gewölben können die elastischen Deformationen wegen der Verschiedenartigkeit des Materials in einem und demselben Querschnitte (welcher Umstand die Annahme ebener deformirter Querschnitte nicht mehr zulässt) kaum noch theoretisch verfolgt werden, und wird daher dieses Gebiet im wesentlichen der Empirie überlassen bleiben müssen. —

Während es sich in den vorstehenden Fällen nur um elastische Deformationen der Träger handelte, kommen in den meisten Fällen der Praxis, wo die Gewölbe vor vollständiger Erhärtung des Mörtels ausgerüstet werden, noch die unelastischen Deformationen in Folge der Zusammenpressung des Mörtels hinzu. Nehmen wir vorerst als theoretischen Grenzfall an, der Mörtel besitze nicht die geringste Widerstandsfähigkeit gegen Zusammendrücken. Die Deformation des Gewölbes nach dem Ausrüsten wird erfolgen, als ob kein Mörtel vorhanden wäre, und wird die gleiche sein, wie wenn man die Wölbsteine ursprüng-

lich in direkte Berührung versetzt und dann erst die Widerlager durch allmähliches Auseinanderrücken in ihre wirkliche Lage gebracht hätte. Diese Annahme möge der folgenden Betrachtung zu Grunde gelegt werden.

Wären die Wölbsteine absolut unpressbar und unzerstörbar, so müssten offenbar bei dem geringsten Auseinanderrücken der Widerlager Drehungen einzelner Gewölbetheile um gewisse Punkte der Wölblinie stattfinden, um die geometrische Kontinuität des Gewölbes von Widerlager zu Widerlager zu bewahren. Die Stützlinie muss unter dieser Voraussetzung durch die erwähnten Drehpunkte gehen, berührt somit die Wölblinie und ist identisch mit der Stützlinie des kleinsten Horizontalschubs, deren Theorie in dem bekannten Werke Scheffler's eingehend behandelt ist.

Da es sich jedoch tatsächlich um elastische Wölbsteine von beschränkter Festigkeit handelt, so wird die wahre Stützlinie eine hiervon abweichende Lage einnehmen:

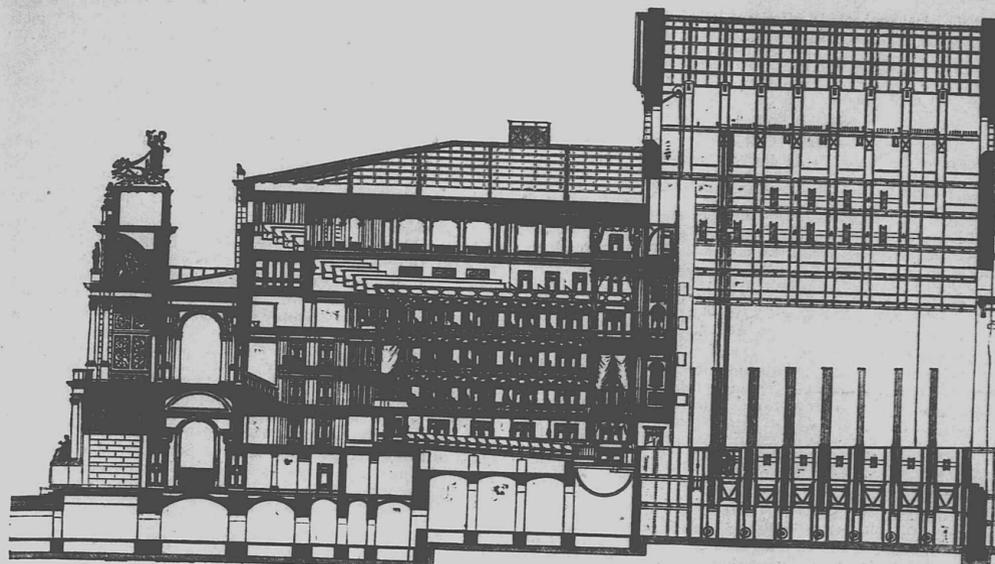
Vor Beginn des Auseinanderrückens der Widerlager wird sich in dem betrachteten Gewölbe eine Stützlinie bilden, welche der Theorie des elastischen Bogens entsprechend sich möglichst der Wölbmittellinie anschmiegt, und für welche Winkler (D. Bauztg. 1879 S. 127) ein einfaches Konstruktionsverfahren angegeben hat (Zustand A). Lässt man nun die Widerlager allmählich auseinander gehen, so nimmt der Horizontalschub ab, die Stützlinie steigt im Scheitel in die Höhe und senkt sich an den Widerlagern. Dies setzt sich so lange fort, bis die Stützlinie in irgend einer Fuge aus dem inneren Fugendrittel heraus tritt (Zustand B). Bei weiterem Auseinanderrücken der Widerlager kommt allmählich ein Theil der Stützlinie in die äufseren Fugendrittel zu liegen; in diesen Gewölbepartien wird ein theilweises Klaffen der Fugen eintreten, da durch die Fugen kein Zug übertragen werden kann. Bezeichnet man für solche Fugen den Abstand

der Stützlinie von der benachbarten Wölblinie mit  $\frac{e}{3}$ , so findet eine Kraftübertragung nur noch auf die Fugenlänge  $e$  (wirksame Fugenlänge) statt; der übrige Theil der Fuge ist spannungslos und erleidet keine Deformationen; die Gesamt-Deformation des Gewölbes geht vor sich, als ob die betr. Gewölbepartien nicht vorhanden wären.

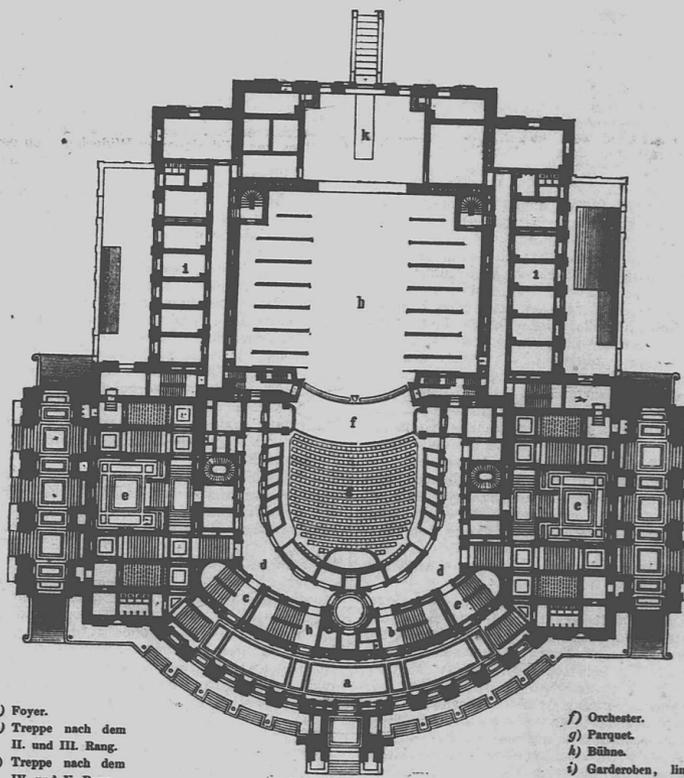
Rückt man die Widerlager noch weiter auseinander, so wird sich die Stützlinie in den sogen. Bruchfugen der unteren Wölblinie soweit nähern, bis die Beanspruchung im äufsersten Fugendrittel die Festigkeit  $k$  des Materials erreicht. Die Entfernung  $e_1$  der Stützlinie von der Wölblinie berechnet sich hierzu zu  $e_1 = \frac{2P}{3k}$ , wo  $P$  die auf die Breitenheit des Gewölbes wirkende totale Fugenpressung bezeichnet (Zustand C).

Bei weiterem Auseinanderrücken dreht sich das Gewölbe je um den innersten Punkt der wirksamen Bruchfugenlänge (Abstand von der Wölblinie =  $e_1$ ), wobei das Material in den äufseren Punkten der Bruchfugen sukzessive zerdrückt wird, bis sich die Stützlinie schliesslich auch im Scheitel bis auf  $\frac{e_1}{3}$  der oberen

\*) Es kommt noch hinzu, dass der Elastizitätsmodul des Sandsteins und vermuthlich auch der des Zements für Zug und Druck verschieden ist und daher die gewöhnlichen Formeln für elastische Träger, welche auf gleichem Elastizitätsmodul beruhen, nur dann auf Gewölbe anwendbar sind, wenn sämtliche innere Spannungen Druckspannungen sind.



Längendurchschnitt.



- a) Foyer.
- b) Treppe nach dem II. und III. Rang.
- c) Treppe nach dem IV. und V. Rang.
- d) Garderoben-Korrid.
- e) Vestibül.
- f) Orchester.
- g) Parquet.
- h) Bühne.
- i) Garderoben, links für Damen, rechts für Herren.
- k) Hinterbühne.

Grundriss.

NEUES HOFTHEATER ZU DRESDEN.

Erbaut von Gottfried Semper 1871-1878.

144

Wölblinie genähert hat. Der Horizontalschub, welcher diesem Zustand (D) des Gewölbes entspricht, ist der kleinst mögliche, welcher in einem Gewölbe von der reduzierten Wölbstärke  $d - \frac{2e_1}{3}$  konstruiert werden kann.

Bei weiterer Bewegung der Widerlager tritt nun auch eine Drehung um den innersten Punkt der wirksamen Scheitelfugenlänge (Abstand von der Wölblinie =  $e_1$ ) ein, unter gleichzeitiger Zerdrückung des Materials in den äußeren Fugenpunkten. Die Stützlinie rückt hierbei allmählich in den Drehfugen bis auf  $\frac{P}{2k}$  an die Wölblinien heran und verharrt in dieser Lage bis zum schließlichen Einsturz des Gewölbes.

Welcher der eben skizzirten Zustände nun im betrachteten Gewölbe eintritt, hängt von dem Verhältniss der Mörtelfugenbreite zur Wölbstein-Breite ab. Legt man die in praxi eingehaltenen Verhältnisse zu Grunde, so ergibt die Rechnung, dass das Gewölbe jedenfalls den Zustand D erreicht. Es lässt sich daher als Resultat unserer Untersuchung des theoretischen Grenzfalls aussprechen:

In einem Gewölbe, welches bei noch vollständig weichem Mörtel ausgerüstet wurde, nähert sich die Stützlinie in den Bruchfugen (incl. Scheitelfuge) den Wölblinien, so weit es die Festigkeit des Materials erlaubt; der auftretende Horizontalschub ist der kleinste, welcher bei der reduzierten Wölbstärke  $d - \frac{2e_1}{3}$  möglich ist.

In Wirklichkeit ist nun der Zustand des Mörtels beim Ausrüsten der Gewölbe weder vollständig flüssig noch vollständig erhärtet. Die Stützlinie wird daher eine gewisse mittlere Lage zwischen derjenigen des kleinsten Horizontalschubs (Zustand D) und derjenigen des elastischen Bogens (Zustand A) annehmen. Wie diese Lage im speziellen Falle sein wird, hängt vom Grad der Mörtelkonsistenz beim Ausrüsten ab und entzieht sich jeder theoretischen Ermittlung. Dagegen liefert die Beobachtung der Scheitelsenkung ausgeführter Brücken einigen Aufschluss über diesen Punkt, indem man von der GröÙe der Scheitelsenkung rückwärts auf den Grad der Zusammendrückung des Mörtels und auf die entsprechende Lage der Stützlinie schließen kann.\*\*)

\*\* Bezeichnet man mit:  $E$  den Elastizitäts-Modul der Wölbsteine  $P$  die Fugendrücke für eine Gewölbbreite 1  $d$  die totale Fugenlänge  $e$  die wirksame Fugenlänge (wenn die Stützlinie außerhalb des mittleren Drittels liegt)

Mittheilungen aus Vereinen.

Architekten-Verein zu Berlin. Haupt-Versammlung am 26. April 1880. Vorsitzender Hr. Hobrecht; anwesend 164 Mitglieder.

Der vom Vorstände unterstützte Antrag des Hrn. Mellin, die Bibliothek während der Sommermonate ohne Mittagspause Mittwochs von 9 Uhr Vorm. bis 2 Uhr Nm., an den übrigen Wochentagen von 9 Uhr Vorm. bis 6 Uhr Nm., ausserdem Montags für die in der Klausur befindlichen Mitglieder bis 8 Uhr Nm. geöffnet zu halten, wird angenommen. — Wegen des bevor stehenden Neudrucks der Mitglieder-Verzeichnisse wird die Angabe etwaiger Wohnungs-Veränderungen spätestens bis zum 3. Mai d. J. erbeten.

Veranlasst durch eine schriftlich eingereichte Interpellation, warum die Hochbau-Entwürfe der letzten Schinkelfest-Konkurrenz nicht sämtlich der technischen Ober-Prüfungs-Kommission zur Begutachtung und eventuellen Berücksichtigung für das Baumeister-Examen vorgelegt seien, führt Hr. Blankenstein aus, dass nach dem Wortlaute der Bedingungen für die Preis-Aufgaben zum Schinkelfeste die Beurtheilungs-Kommission nicht verpflichtet sei, sämtliche eingelaufene Arbeiten, sondern nur die einer besonderen Berücksichtigung für werth erachteten der technischen Ober-Prüfungs-Kommission zu übersenden. Der Verein beschließt, dass in Zukunft den Intentionen der Interpellation entsprechend Verfahren werden solle. —

Es folgt die Vertheilung der Preisandenken an die Sieger der Vereins-Konkurrenzen und die Wahl der Kommissionen zur Beurtheilung der Monats-Konkurrenzen und für die Sommer-Exkursionen. — An Stelle des Hrn. Hellwig, welcher sein Mandat als Vorstands-Mitglied der Bau-Ausstellung niederlegt, wird Hr. Möller berufen.

Hr. Housselle referirt im Namen der sogenannten Fünfzehner-Kommission über nachstehende Vorschläge zur Durchführung einer zweckentsprechenden Amortisation der Vereinshausschulden:

1) Jedes einheimische Mitglied zahlt ausser dem Vereinsbeitrag bis auf weiteres vierteljährlich eine Mark zum Zweck der Verminderung der Hausschulden. Dieser Betrag wird auch von denjenigen, welche nur während eines Theiles des Vierteljahres einheimische Vereinsmitglieder sind, vollständig erhoben.

2) Der Vorstand wird ersucht, die Mitglieder des Vereins von neuem zur Leistung von Darlehen gegen Ausgabe von Schuldscheinen unter den bisherigen Bedingungen aufzufordern, die Einzahlung auf die Schuldscheine kann ratenweise erfolgen; die Austellung der Schuldscheine (à 100 M.) erfolgt nach voller Einzahlung. Der Anspruch auf die Verzinsung dieser Schuldscheine beginnt, wie es bei den älteren Schuldscheinen geschehen ist, mit dem auf die Vollzahlung folgenden 1. Januar.

Führt man diese Rechnung an einzelnen Beispielen durch, so ergibt sich, dass die Stützlinie bei den gewöhnlichen Ausführungen sehr nahe an die Wölblinie heran tritt, und dass die GröÙe des Horizontalschubs annähernd den kleinsten Werth, welchen die Festigkeit des Materials noch zulässt, erreicht. Die Höhe der Maximalbeanspruchung lässt sich mit Rücksicht auf die vielen unberechenbaren maassgebenden Faktoren nicht genau ermitteln, doch ist dieselbe durchgängig sehr bedeutend und dürfte in einzelnen Fällen nahe an die Festigkeitsgrenze streifen.

Diesem Misstand kann man bei Neuaußführungen dadurch vorbeugen, dass man die Gewölbe erst nach Erhärtung des Mörtels ausrüstet, wodurch nach dem Früheren der Stützlinie eine der Wölbmittellinie möglichst nahe kommende Lage angewiesen wird. Ferner dürfen bei Gewölbabschluss weder Risse noch innere Spannungen im Gewölbe vorhanden sein, was entweder durch Anwendung eines sehr langsam erhärtenden Mörtels und nachträgliches Ausgiefsen der während des Wölbens entstandenen Risse, oder durch besondere Wölbmethoden (Housselle, D. Bauz. 1878) erreicht werden kann.

Schließlich möge noch hervor gehoben werden, dass sich die vorstehenden Betrachtungen über die Lage der Stützlinie nur auf diejenigen Belastungen beziehen, welche schon beim Ausrüsten des Gewölbs wirksam waren (Eigen-gewicht); für diejenigen Lasten, welche erst später aufgebracht werden, wenn das Gewölbe jedenfalls erhärtet ist (Verkehrslast), bildet sich die dem elastischen Bogenträger entsprechende Stützlinie. Die Stützlinie bei Totalbelastung wird sodann durch Kombination der für Eigen-gewicht und Verkehrslast ermittelten Stützlinie erhalten.

Karlsruhe, im Januar 1880. Fr. Engesser.

Formulas for stress and strain: 
$$\Delta = - \int \frac{2 P \times d s_2}{E e^2} + \int P \frac{d + 6 z}{E e} x d s_1 - P \frac{d - 6 z}{E e} x d s_2 + \int \frac{2 P x d s_1}{E e}$$

wo bei sich die 3 Integrationen auf die Länge der Stützlinie im unteren Fugendrittel, mittleren und oberen Fugendrittel einer Gewölbhälfte erstrecken. Ausserdem muss die Stützlinie der Bedingung genügen, dass die Drehung sämtlicher Gewölbquer-schnitte in Summa gleich einer bekannten GröÙe (im allgemeinen = 0) sei; dies giebt als 2. Gleichung:

$$0 = - \int \frac{2 P d s_2}{E e^2} + \int P \frac{d + 6 z}{E e} d s_1 - P \frac{d - 6 z}{E e} d s_2 + \int \frac{2 P d s_1}{E e}$$

da ferner wegen der Symmetrie die Fugendrücke im Scheitel horizontal sein muss, so sind die 3 verlangten Bedingungen für die Stützlinie gegeben, und kann die entsprechende Lage der letzteren durch Probiren gefunden werden.

Das neue Universitäts-Gebäude in Gießen am 24. April. Das in der sogen. Stephansmark, an der Ludwigstr. belegene Gebäude, für dessen Herstellung eine Summe von 433 000 M. ausgeworfen war, vereinigt die bisher an verschiedenen Stellen, zumeist miethweise in Privathäusern untergebrachten Universitäts-Institute. Im Erdgeschoss liegen zu beiden Seiten des im vorspringenden Mittelbau angeordneten Vestibüls die Räume des Archäologischen Instituts mit einer reichhaltigen Gips-Sammlung, im hinteren Mittelbau ein großer amphitheatralisch gestalteter Hörsaal für die Vorlesungen über Physik, im linken Flügel kleinere Hörsäle und im rechten Flügel die Sammlungs- und Arbeitsräume des Physikalischen Instituts.

Das neue Universitäts-Gebäude in Gießen am 24. April. Das in der sogen. Stephansmark, an der Ludwigstr. belegene Gebäude, für dessen Herstellung eine Summe von 433 000 M. ausgeworfen war, vereinigt die bisher an verschiedenen Stellen, zumeist miethweise in Privathäusern untergebrachten Universitäts-Institute. Im Erdgeschoss liegen zu beiden Seiten des im vorspringenden Mittelbau angeordneten Vestibüls die Räume des Archäologischen Instituts mit einer reichhaltigen Gips-Sammlung, im hinteren Mittelbau ein großer amphitheatralisch gestalteter Hörsaal für die Vorlesungen über Physik, im linken Flügel kleinere Hörsäle und im rechten Flügel die Sammlungs- und Arbeitsräume des Physikalischen Instituts.

4) Dieses Verfahren ist so lange fortzusetzen, bis die zur jährlichen Verzinsung der in fremden Händen befindlichen Hypotheken und Schuldscheine erforderliche Summe auf 20 000 M. gesunken sein wird.

5) Mit Rücksicht auf die durch Annahme vorstehender Vorschläge gewährten Mittel ist für die Folge die jährliche Rücklage für Werthverminderung des Hauses nicht über 1 % des Feuerkassenwerthes festzusetzen.

6) Diese jährlichen Rücklagen dürfen nur zur Erwerbung von Hypotheken und Schuldscheinen der Bauhandwerker verwendet werden. Soweit die Rücklagen aus einer Reduktion der Zinsen für die Schuldscheine unter 5 % resultiren, sind sie in der Hausrechnung als ein besonderer Fonds zu führen.

Die Zinsen dieses Fonds werden in gleicher Weise, wie diejenigen für das Guthaben der Vereinskasse sub 3 al. 2 angegeben ist, fest gestellt. Diese Zinsen werden dem Fonds zugeschlagen und wie dieser zum Erwerb von Hypotheken und Schuldscheinen der Bauhandwerker verwendet.

7) Nachdem die finanzielle Lage des Vereinsunternehmens mit Eintritt der sub 4 gedachten Eventualität als gesichert zu erachten sein wird, ist der unter Ziffer 6 bezeichnete Fonds nach Maassgabe der bereiten Mittel an die Schuldschein-Inhaber zurück zu zahlen.

8) Der Haus-Etat wird künftig durch den Vorstand, verstärkt durch die Haus-Kommission und 12 vom Verein dazu besonders gewählte Mitglieder, berathen und definitiv fest gestellt. Derselbe muss der Haupt-Versammlung zur Kenntnissnahme vorgelegt werden und ausserdem 14 Tage in der Vereins-Bibliothek zur Einsicht der Mitglieder offen liegen. Die für obigen Zweck bestimmte Kommission hat auch die Verwaltung des Hauses zu prüfen und eventuell zu dechargiren.

Sämtliche Vorschläge werden trotz des Widerspruchs der Hrn. Gust. Meyer und Genth, welche die Positionen 2 u. 5 für unvereinbar mit früheren bezüglichen Vereins-Beschlüssen erklären und eine kurze Diskussion veranlassen, an welcher sich ausser den Interpellanten die Hrn. Kinel und Housselle betheiligen, angenommen. ad 4 bemerkt Hr. Housselle noch, dass unter den „in fremden Händen befindlichen Hypotheken und Schuldscheinen“ die dem Vereins-Mitgliedern gehörenden Schuldscheine nicht gemeint seien.

Ueber die Monats-Konkurrenzen aus dem Gebiete des Hochbaues referirt für Monat Februar cr. (Projekt zu einem Hôtel garni) Hr. von Grofzheim, für Monat April cr. (Projekt für eine Villa im Sinne der Villa Madama bei Rom) Hr. Schwachten. Für beide Monate sind je 2 Arbeiten eingegangen. Von den Entwürfen zu einem Hôtel garni ist einem das Vereins-Andenken, vorzüglich wegen der geschickten Grundrisslösung und trotz der

Bau-Chronik.

Hochbauten.

Der Benutzung übergeben bezw. eingeweiht wurden: Die neue Schlosskapelle zu Wernigerode, ein Werk des gräflichen Bauraths Hrn. Frühling, am 4. April.

Das neue Gebäude der Zeichen-Akademie zu Hanau am 17. April. Der Entwurf zu diesem Bau, über den wir bereits auf S. 523 Jhrg. 79 d. Bl. eine kurze Notiz gebracht haben, rührt von Prof. Brth. Raschdorff in Berlin her; es wird geklagt, dass bei der amtlichen Revision desselben die Fäden durch Weglassung des für die Wirkung unentbehrlichen Sgraffito-Schmucks etc. eine wesentliche Beeinträchtigung erfahren haben. Das 3geschossige Gebäude, ein längliches Rechteck von etwa 18 m Tiefe und 59 m Länge, wird durch einen von den Giebeln und dem mittleren Treppenbaue aus beleuchteten Mittelkorridor getheilt; die Hauptfront, deren Mittel-Risalit unten das Vestibül, darüber die Bibliothek, im obersten Geschoss die Aula enthält, liegt nach Süden, die Mehrzahl der Ateliers bezw. Zeichensäle demnach nach Norden. Die Anschlagsumme einschliesslich der Kosten des Inventars betrug 343 500 M.

Das neue Universitäts-Gebäude in Gießen am 24. April. Das in der sogen. Stephansmark, an der Ludwigstr. belegene Gebäude, für dessen Herstellung eine Summe von 433 000 M. ausgeworfen war, vereinigt die bisher an verschiedenen Stellen, zumeist miethweise in Privathäusern untergebrachten Universitäts-Institute. Im Erdgeschoss liegen zu beiden Seiten des im vorspringenden Mittelbau angeordneten Vestibüls die Räume des Archäologischen Instituts mit einer reichhaltigen Gips-Sammlung, im hinteren Mittelbau ein großer amphitheatralisch gestalteter Hörsaal für die Vorlesungen über Physik, im linken Flügel kleinere Hörsäle und im rechten Flügel die Sammlungs- und Arbeitsräume des Physikalischen Instituts. Das Mittelgeschoss enthält über dem Vestibül die für Prüfungen und Professoren-Versammlungen bestimmte sogen. kleine Aula, auf der linken Hälfte die Räume des Geologischen und Mineralogischen Kabinetes mit Sammlungs-Räumen und Laboratorien, rechts das Forst-Institut — ausserdem 5 Auditorien verschiedener GröÙe. Im obersten Stock liegt im Mittelbau der Vorderfront die große Aula, vor der eine geräumige Vorhalle sich befindet; die linke Seite des Gebäudes wird von dem Mathematischen, dem Meteorologischen und dem Landwirthschaftlichen Institut, die rechte Hälfte von dem Pharmakologischen Institut eingenommen. — Das Vestibül, die Halle vor der großen Aula und diese selbst sind architektonisch reich durchgebildet und verziert; das Aeusßere zeigt eine monumentale Renaissance-Architektur in Werkstein unter theilweiser Verblendung der Flächen mit Backsteinen. Der Entwurf des Gebäudes ist in der Großherzogll. Oberbaudirektion zu Darmstadt ausgearbeitet worden; die Ausführung erfolgte unter Leitung des Bauraths Hrn. Holzappel und des Bau-Akzessisten Hrn. Reuling. —

Aus Berlin ist die Vollendung des Erweiterungs-Banes für die Königl. Realschule in der Kochstrasse zu berichten, die stückweise ausgeführt mit der Herstellung der Vorder-façade nunmehr zum völligen Abschluss gelangt ist. Der Grundriss bietet keine bemerkenswerthen Momente dar; die Façade, die sich (leider etwas zu mechanisch) an den in den 50er Jahren durch Lohse hergestellten in Form einer korinthischen Giebel-front gestalteten Tempelbau anschließt, zeigt Plinthe und Architektur-Theile aus gelbem Sandstein, jedoch verputzte Wandflächen. Die Erwärmung der Schulräume erfolgt durch eine Zentral-Luftheizung in Verbindung mit Ventilation.

Denkmale.

Ein neues Brunnen-Denkmal in Dresden. Zu den mehrfachen künstlerisch gestalteten Brunnen-Anlagen, welche Dresden bereits besitzt, hat sich eine neue auf dem Ferdinands-Platz gesellt. Aus einem runden Granitbecken erhebt sich auf einem Postament von demselben Material die Bronzefigur eines fahrenden Schülers in Renaissance-Kostüm, der bei Ausführung eines Gänse-Diebstahls begriffen ist; eine Gans hat derselbe bereits ergriffen, eine zweite klemmt er mit den Beinen fest, während mehr andere flatternd entfliehen. Das äußerst naturalistisch durchgeführte, lebenssprühende Werk, das sich auf der letzten Münchener Kunstausstellung bekanntlich die goldene Medaille

etwas zu konventionellen Façaden-Behandlung, zuerkannt, während die beiden Projekte zu einer Villa sowohl ihrer Konzeption, wie der überaus sorgfältigen und liebevollen Durcharbeitung wegen eines Preises für werth erachtet sind. Als Verfasser werden bezw. Hr. Saran, Hr. Bernhard Sehring (?) und Hr. Ad. Hartung ermittelt. — Aus dem Ingenieurwesen sind für Monat März cr. 4 Konkurrenz-Entwürfe zu einer eisernen Brücke über einen See eingegangen, über welche Hr. Gust. Meyer referirt; das Vereins-Andenken erhielt Hr. Comes. Hr. Büsing beurtheilt das eine, für Monat April cr. eingelieferte Projekt zu einem eisernen Glockenstuhl. Die Kommission hat leider darauf verzichten müssen, dieser Arbeit das Andenken zuzuerkennen, da dieselbe trotz sehr sorgfältiger theoretischer Begründung an überaus bedenklichen praktischen Mängeln leidet.

Hr. Hinkeldeyn verliest den Kassenbericht über das letzte Schinkelfest, welches ein Defizit von 2,90 M. ergeben hat. — e. —

errang, hat alle Aussicht darauf, eben so populär zu werden, wie mittelalterliche Skulpturen ähnlicher Art. Der architektonische Theil des Denkmals rührt von Arch. P. Weidner her.

Das Schumann-Denkmal auf dem Friedhofe in Bonn wird am 2. Mai feierlich enthüllt werden. Das von Prof. A. Donndorf in Stuttgart geschaffene, in karrarischem Marmor ausgeführte Werk zeigt auf einer im Bogen abgeschlossenen breiten Stele das Medaillon-Portrait Schumanns, von Eichen-, Lorbeer- und Rosen-Ranken umrahmt, von einem fliegenden Schwan getragen. Vor der Stele sitzt auf vorspringendem Postamente eine jugendliche weibliche Gestalt — die Muse des Tondichters; zur Seite derselben sind auf schmalen höheren Postamenten 2 Genie-gestalten angeordnet — der geigende Amor und die singende Psyche. Herstellungskosten 25 000 M.

Eisenbahn-Bauten.

Sekundärbahn-Anlage mit Betrieb durch Rowan'schen Dampfzügen in Dänemark. Ende vergangenen Jahres ist im nördlichen Seeland die Lokalbahn Hilleröd-Graested dem Verkehr übergeben, auf welcher — zum ersten Male im Norden — der Rowan'sche Dampfzug angewandt wird.

Die Bahn zweigt von Hilleröd, einer Station der Linie Kopenhagen-Helsingör, ab; sie hat 10,7 km Länge und ist mit normaler Spur angelegt. Unter- und Oberbau sind möglichst einfach und billig hergestellt; die Bahn ist weder eingefriedigt, noch hat dieselbe Signal-Vorrichtungen oder bewachte Uebergänge. — Die Maximal-Steigung ist 1:70; der Minimal-Radius 314 m. Die stählernen Schienen wiegen 14,9 kg und ruhen auf eisernen Schwellen. Die Hochbauten sind auf das allernothwendigste eingeschränkt.

In Hilleröd, dem Anschlusspunkte an die Nordbahn, beschränken sich dieselben auf einen überdeckten Wagenschuppen und einen Perron. Dann folgen 2 Stationen, Kildeporthuset und Trinbraedt, die einen kleinen Warte-Pavillon besitzen, jedoch kein Personal haben. Die von hier aus mitfahrenden Personen müssen durch Hissen eines Signals den Zug zum Halten veranlassen. Auf der folgenden Station — Kagerup — liegt dem Stations-Beamten gleichzeitig die Bahnbeaufsichtigung ob. Es folgen noch Merum und Saltrup und alsdann die jetzige End- und Hauptstation Graested. Die dortige Bahnhofs-Anlage (von Hrn. Rowan projektirt) ist dadurch bemerkenswerth, dass Stations-Gebäude, Lokomotiv- und Wagen-Remise, Güterschuppen und Schmiede einen einzigen, in Zusammenhang stehenden Gebäude-Komplex bilden. — Die Gesamt-Anlagekosten belaufen sich auf rund 900 000 M., so dass sich 1 km Bahn auf rund 84 000 M. stellt. Die Bahnanlage wurde in 8 Monaten (April bis Dezember 1879) fertig gestellt.

Der Wagen von im allgemeinen bekannter Einrichtung wiegt unbelastet 13 000 kg. Der Dampfdruck ist 13 1/2 Atm., der Coaks-verbrauch 1,5 bis 2 kg pro km Fahrlänge auf ebener Strecke. Die Geschwindigkeit schwankt zwischen 20 und 50 km pro Stunde. An den Dampfzügen sind nach Bedarf ein oder mehre Güterwagen, sowie ein Reserve-Personenwagen anzuhängen. Sollten größere Gütermassen zu transportiren sein, so steht hierzu noch eine in der Schweiz erbaute 10 T schwere Lokomotive zur Verfügung. — Der Zug hat nur 2 Beamte, einen Maschinenisten und einen maschinenkundigen Kopdkteur. — Z.

Vermischtes.

Die Zentral-Handwerkerschule in Berlin. Vorbehaltlich späterer Mittheilungen melden wir über das Programm dieser im Oktober d. J. unter Leitung von Direktor Jessen zu eröffnenden Anstalt nach den bezgl. Beschlüssen der Berliner Stadtverordneten-Versammlung vorläufig folgendes:

Der Zweck der Zentral-Handwerkerschule ist der, dass in ihr Personen, welche dem schulpflichtigen Alter entwachsen sind und mindestens das Lehrziel einer Gemeindegewerkschule erreicht haben, im gewerblichen Zeichnen und Modelliren, sowie in den für die mechanischen und chemischen Gewerbe erforderlichen Wissenschaften, wie in der Mathematik, Mechanik, Physik und Chemie, endlich im Buchführen und kaufmännischen Rechnen unterrichtet werden. Der Unterricht fällt in die Abendstunden von 7—9 Uhr an den Wochentagen und in die Morgenstunden von 8—12 Uhr am Sonntag; er dauert in jedem Semester 20 Wochen. Das Kuratorium, welches auch den Lehrplan aufstellt, besteht aus