

**Zeitschrift:** Die Eisenbahn = Le chemin de fer  
**Herausgeber:** A. Waldner  
**Band:** 16/17 (1882)  
**Heft:** 2

**Artikel:** Ueber das räumliche Fachwerk  
**Autor:** Foepli, A.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-10213>

#### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

#### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

#### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 14.01.2026

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

INHALT: Ueber das räumliche Fachwerk. — Die Vorcollaudation des Gotthardtunnels. — Necrologie: Wilhelm Hellwig; Todtenschau von 1881. — Revue: Réorganisation de l'Ecole des beaux-arts. — Miscellanea: Zur Herstellung von Schutz-Vorhängen für Theater; Das „Schweizerische Gewerbeblatt“; Eine Telephon-Verbindung zwischen Manchester und Liverpool; Tunnel unter der Strasse von Messina; Die internationale Eisenbahn-Ausstellung in Berlin; Electrisches Licht im Eisenbahndienst. — Concurrenz: Straßenbrücke über den Donau-Canal (Stephanie-Brücke) in Wien; Quaibrücke in Zürich. — Literatur: Koch, Schweiz. Baukalender. — Vereinsnachrichten: Zürcher. Ingenieur- und Architecten-Verein; Stellenvermittlung.

## Ueber das räumliche Fachwerk.

(Mit einer Tafel.)

### III.

Wir gehen jetzt zur Berechnung der in dem vorigen Aufsatze (vergl. Bd. XV, Nr. 4) vorgeführten einfachsten räumlichen Fachwerkträger über.

Diese zerfällt in zwei Theile, in die Bestimmung der bei dem betrachteten Belastungsfalle an jedem Knotenpunkt angreifenden äusseren Kraft und in die Bestimmung der durch diese Belastungen hervorgerufenen Stabspannungen.

Die wichtigste äussere Kraft wird bei allen diesen Constructionen ausser dem Eigengewicht der Druck des Windes sein. Bei hohen Thurmäichern und ähnlichen hochgestreckten Constructionen werden die durch den Winddruck hervorgerufenen Stabspannungen auch die durch das Eigengewicht hervorgebrachten ganz bedeutend übertreffen und es ist deshalb eine möglichst sorgsame Ermittelung dieser Windspannungen erforderlich. Es würde daher ganz verfehlt sein, wenn man die Berechnung des nicht vom Winde affirirten Systems in den Vordergrund stellen und dann in der üblichen summarischen Weise die Windspannungen in Bausch und Bogen approximativ bestimmen wollte. Gerade dieser Theil der Aufgabe verlangt die grösste Aufmerksamkeit.

Freilich fehlt zu einer durchaus genauen Berechnung der Windspannungen die sichere Kenntniss der grössten möglichen Belastung durch den Wind. Welche Werthe man dafür auch annehmen mag, man wird wohl niemals ganz sicher darauf rechnen können, dass dieselben bei ganz ungewöhnlichem Stürmen nicht noch überschritten würden. Dieser Mangel erscheint aber nicht so empfindlich, wenn man sich erinnert, dass es sich fast bei allen unseren Belastungsannahmen ähnlich verhält. Wie viel wiegt ein Quadratmeter Menschenandrang? Oder wie gross ist der Maximalandruck eines einer Brücke passirenden Wagens? Diese Fragen werden beantwortet, aber in ähnlich reservirter Weise, wie die Frage nach dem grössten Winddrucke. Man pflegt bei der Berechnung einer Eisenbahnbrücke nicht darauf Rücksicht zu nehmen, dass einmal ein Wagen mit aussergewöhnlich grosser Belastung, wie sie z. B. zum Transporte der Monstre-Geschütze etc. nach den Industrieausstellungen besonders erbaut wurden, die Brücke passiren könnte. Man kann aber auch diese aussergewöhnlichen Fälle deshalb ausser Anschlag lassen, weil man weiß, dass die einmalige grosse Beanspruchung der Festigkeit des Materials weniger gefährlich ist als die öfters wiederkehrende, wenn auch geringere gewöhnliche Belastung.

Aehnlich verhält es sich aber auch bei der Berechnung der Constructionen auf Winddruck. Man wird nicht gerade die aller-extremsten Werthe zu berücksichtigen haben, sondern die Berechnung auf die Grösse des Winddrucks, wie er bei den gewöhnlich vorkommenden Stürmen höchstens auftritt, gründen können. Bei Anwendung der üblichen Sicherheitscoefficienten weiß man, dass die Construction dann auch einer mehrfach grösseren einmaligen Belastung noch gewachsen ist.

Diese Bemerkungen schienen erforderlich, um darzuthun, wie ungerechtfertigt es ist, unter dem Vorwande, dass jede Angabe über den Winddruck sehr unzuverlässig sei, die Windspannungen nur sehr oberflächlich und durchaus nicht mit der Sorgfalt zu behandeln, die sie verdienen.

Ueber die für den Winddruck annehmende Grösse bedarf es hier keiner weiteren Angaben. Es muss auf die vielfach gemachten Beobachtungen verwiesen werden und für den einzelnen Fall dem

Construierenden überlassen bleiben, welchen Werth er als den geeignetsten annehmen will<sup>1)</sup>. An besonders exponirten Punkten wird derselbe natürlich höher als an geschützteren Stellen anzunehmen sein. Ebenso kommt es darauf an, ob der Wind eine geschlossene Fläche oder offenes Gitterwerk trifft.

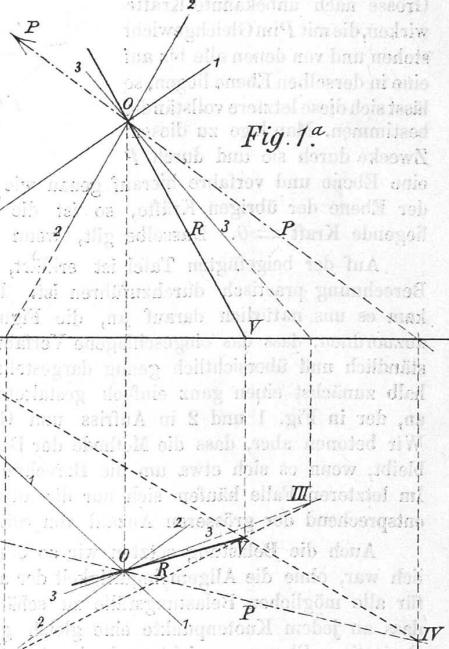
Die Richtung des Winddruckes wird man senkrecht zur Richtung der getroffenen Fläche annehmen, da die Reibung des Windes längs der Dachfläche gewöhnlich nicht bedeutend sein wird. Dagegen erscheint es unzulässig, die Horizontal-Componente des Winddruckes zu vernachlässigen, wie es wohl bei den gewöhnlichen Dachconstructions zu geschehen pflegt. Bei den hochgestreckten, steilflächigen Constructionen, die wir besonders im Auge haben, würde es im Gegentheile mehr gerechtfertigt sein, die verticale Componente zu vernachlässigen. Indessen bietet diese Vernachlässigung kaum einen Vorteil für die practische Ausführung der Berechnung.

Nachdem man über diese Fragen für den betreffenden Fall schlüssig geworden ist, hat man irgend eine beliebige Windrichtung anzunehmen und für diese die Rechnung weiter durchzuführen. Hat nun etwa der betreffende Träger  $n$  Symmetrieebenen, so lässt sich das bei dieser ersten Rechnung gefundene Resultat sofort auf  $n-1$  weitere Belastungsfälle übertragen. Das ist für die Durchführung der Rechnung von grossem Vortheile. Für eine Kuppel beispielsweise würde wohl schon die Berücksichtigung eines einzigen Belastungsfalles genügen, um mit hinreichender Genauigkeit für jeden Stab die maximalen Windspannungen festzustellen.<sup>2)</sup>

### IV.

Die eigentliche Berechnung besteht nun hauptsächlich in der wiederholten Auflösung der beiden folgenden Aufgaben:

1. An einem Punkte  $O$  (Fig. 1a) mögen mehrere bekannte Kräfte wirken, die wir uns zu ihrer Resultirenden  $P$  vereinigt denken. Außerdem kennt man die Richtungslinien 1, 2, 3 von drei der Grösse nach unbekannten Kräften, die nicht in derselben Ebene liegen und mit  $P$  im Gleichgewichte stehen. Die unbekannten Kräfte sind zu bestimmen.<sup>3)</sup>



Unter den verschiedenen Lösungen dieser Aufgabe dürfte die folgende die einfachste sein:

Man lege durch die Richtungslinien von je zwei der vier Kräfte  $P$ , 1, 2, 3 eine Ebene und ermitte die Schnittlinie dieser beiden Ebenen. Mit dieser muss selbstverständlich die Richtungslinie der

1) Die Literatur über den Einsturz der Tay-Brücke ist besonders reich an Daten dieser Art.

2) Die Berechnung der Kuppeldächer nach der hier dargelegten Methode wird in einem demnächst folgenden Aufsatze näher besprochen werden.

3) Selbstverständlich ist in den Fig. 1 und den folgenden Alles in zwei Projektionen gezeichnet.

Resultirenden sowohl des einen als des andern Paars zusammenfallen. Es lassen sich daher die unbekannten Kräfte auf einfachste Weise durch Zeichnen von Kräftedreiecken bestimmen.

Des besseren Verständnisses wegen wurden diese Operationen in der Fig. 1 beispielsweise durchgeführt. Zunächst wurden die Spuren **I**, **II**, **III**, **IV** der vier Kraftrichtungslinien in der horizontalen Projectionsebene aufgesucht. Diese verbinde man paarweise durch zwei Linien so, dass deren Schnittpunkt **V** auf der Zeichnung möglichst bequem fällt. Zu diesem Zwecke waren in dem gewählten Beispiele **II** mit **III** und **I** mit **IV** zu verbinden. Die mit **R** bezeichnete Verbindungslinie von **O** mit **V** ist die Schnittlinie der durch **1** und **P**, resp. durch **2** und **3** gelegten Ebenen. Da, wie bereits bemerkt, die Resultirende aus **1** und **P** nothwendigerweise mit **R** zusammenfallen muss, so konnte in Fig. 1 **b** das Kräftedreieck **P1R** gezeichnet werden, an welches das Dreieck **R32** unmittelbar angelegt werden konnte. Zur numerischen Bestimmung der unbekannten Kräfte bedarf es dann nur noch der Bestimmung der wahren Längen der betreffenden Linien im Kräftepolygon Fig. 1 **b**, selbstverständlich unter Berücksichtigung des beim Auftragen von **P** verwendeten Kräftemassstabes.

Es bedarf kaum der Erwähnung, dass sich diese Operationen in gleicher Weise mit Benützung der Spuren in der verticalen Projections-Ebene, eventuell auch in einer Hülfss-Ebene, ausführen lassen. Ebenso sieht man leicht ein, wie sich die Construction abändert für den Fall, dass einzelne der Kraftrichtungslinien der Projections- Ebene parallel laufen.

2. Wenn am Punkte  $O$  ausser der Kraft  $P$  beliebig viele, der Richtung nach bekannte, der Grösse nach unbekannte Kräfte wirken, die mit  $P$  im Gleichgewicht stehen und von denen alle bis auf eine in derselben Ebene liegen, so lässt sich diese letztere vollständig bestimmen. Man lege zu diesem Zwecke durch sie und durch  $P$  eine Ebene und verfahre hierauf genau wie oben. Liegt  $P$  auch in der Ebene der übrigen Kräfte, so ist die nicht in dieser Ebene liegende Kraft  $= 0$ . Dasselbe gilt, wenn  $P$  selbst gleich Null ist.

Auf der beigefügten Tafel ist erklärt, in welcher Weise die Berechnung praktisch durchzuführen ist. Beim Zeichnen derselben kam es uns natürlich darauf an, die Figuren so zu gestalten und anzuordnen, dass das eingeschlagene Verfahren möglichst leicht verständlich und übersichtlich genug dargestellt sei. Wir nahmen deshalb zunächst einen ganz einfach gestalteten, pfeilerartigen Träger an, der in Fig. 1 und 2 in Aufriss und Grundriss verzeichnet ist. Wir betonen aber, dass die Methode der Berechnung genau dieselbe bleibt, wenn es sich etwa um die Berechnung einer Kuppel handelt. Im letzteren Falle häufen sich nur die auszuführenden Operationen entsprechend der grösseren Anzahl von Stäben und Knotenpunkten.

Auch die Belastung setzten wir so einfach voraus, als es möglich war, ohne die Allgemeingültigkeit der angewendeten Behandlung für alle möglichen Belastungsfälle zu schädigen. Wir nahmen an, dass an jedem Knotenpunkte eine gleich grosse, parallel zu beiden Projections-Ebenen gerichtete horizontale Kraft als Belastung angreife. In den Kräftepolygonen wurde dieselbe durch eine Länge von 20 mm dargestellt. Nimmt man diese Belastung anders an, so wie sie etwa in Wirklichkeit vorauszusetzen wäre, dann ändert sich zwar die Gestalt der einzelnen Kräftepolygone; die allgemeine Configuration des Kräfteplanes und — was für uns die Hauptsache ist — das einzuschlagende Verfahren bleiben aber intact.

Um die Zeichnung nicht mit Linien zu überladen, haben wir ferner einige Operationen, die in den Fig. 1 und 2 auszuführen waren und von denen alsbald die Rede sein wird, nicht mit zur Darstellung gebracht, sondern die darauf bezüglichen Linien weg gewischt. Für unsere, in der darstellenden Geometrie wohl geübten Leser wird dies um so weniger störend sein, als diese Operationen

im Wesentlichen alle mit der in dem Holzschnitte Fig. 1 a dargestellten Construction übereinstimmen.

Aus demselben Grunde haben wir die Rechnung auch nur für die 8 Knotenpunkte **I** und **II** und die von denselben ausgehenden 24 Stäbe 1 bis 6 durchgeführt. Die weitere Fortsetzung derselben auf die weiter abwärts liegenden Knotenpunkte und Stäbe besteht nur in einer einfachen Wiederholung des Vorausgegangenen und erschien deshalb vollständig entbehrlich.

Fassen wir alle diese Bemerkungen zusammen, so können wir sagen, dass, so einfach auch das auf der Tafel behandelte Beispiel ist, durch dasselbe doch die Berechnung aller in dem vorigen Aufsatze betrachteten Träger für alle vorkommenden Belastungsfälle vollständig genügend erklärt wird. Hinsichtlich der oben geschlossenen Träger hat man dabei die in dem vorigen Aufsatze gemachten Bemerkungen zu berücksichtigen. Auch auf das dort hinsichtlich der Gegendiagonalen Bemerkte machen wir hier nochmals aufmerksam.

Es würde allerdings wünschenswerth und verdienstlich sein, etwa ein nach allen Regeln der Kunst sorgfältig ausgeführtes Blatt zu veröffentlichen, auf dem z. B. die graphische Berechnung einer bereits ausgeführten grösseren Kuppel nach dieser Methode bis in alle Details hinein durchgeführt wäre. Mit Rücksicht auf die tüchtige geometrische und statische Ausbildung unserer heutigen Ingenieure erschien dies aber nicht unumgänglich nöthig. Vielleicht liefere ich diese Arbeit in der Folge noch nach, vielleicht nimmt mir auch ein Fachgenosse diese Mühe inzwischen ab.

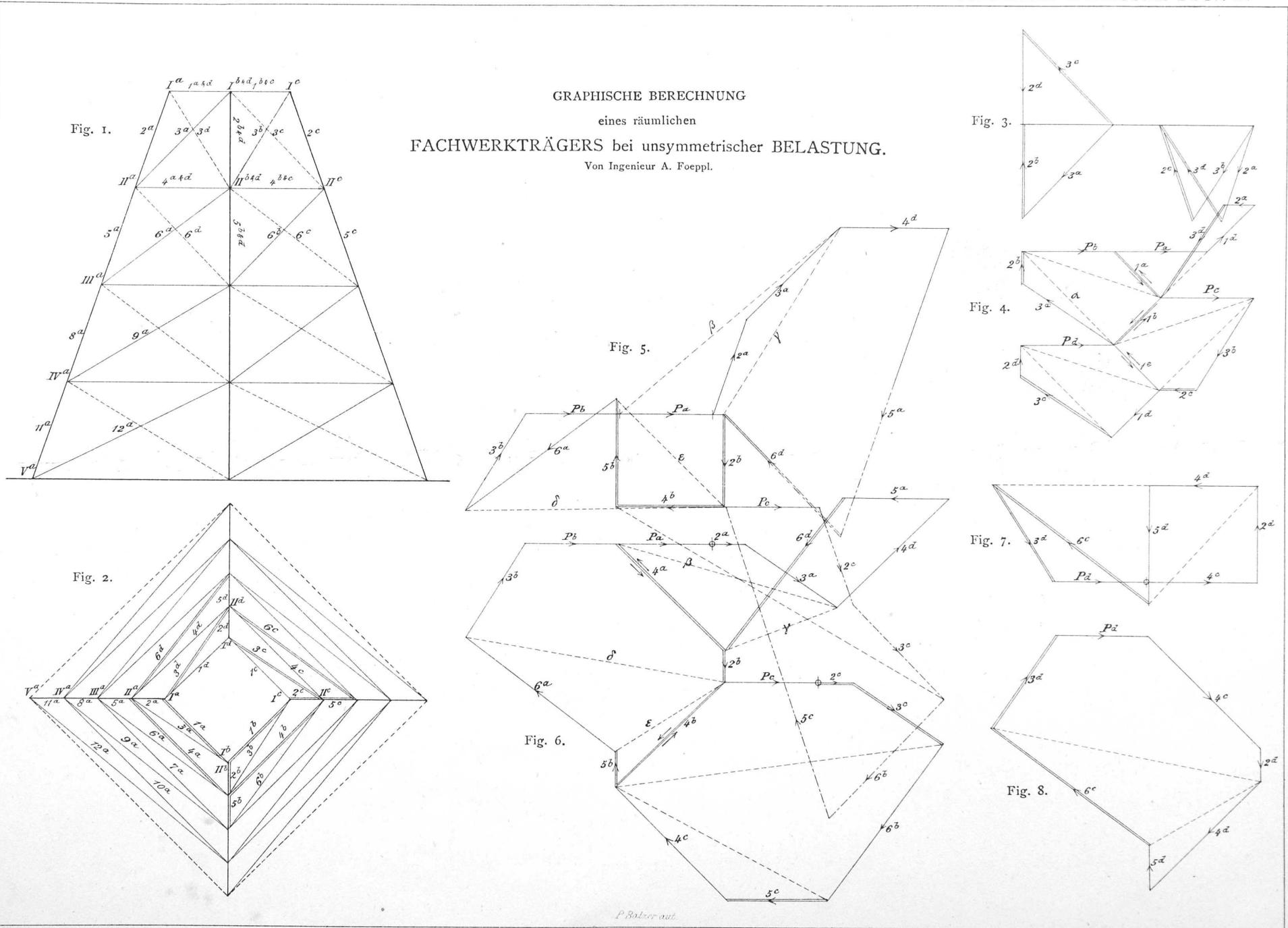
Wir gehen jetzt zur spezielleren Erklärung der Tafel über. Zunächst wurde das Gleichgewicht der Kräfte am Knotenpunkte **Ia** in Betracht gezogen. Zwar greifen vier unbekannte Stabspannungen an demselben an, drei derselben aber, nämlich **2a**, **1d**, **3d** liegen in derselben Ebene. (Das würde auch im Falle einer Kuppel zu treffen.) Denken wir uns durch die im Kräfteplane Fig. 3 und 4 mit **Pa** bezeichnete Belastung des Knotenpunktes und durch die Stabspannung **1a** eine Ebene gelegt, so schneidet diese, wie leicht ersichtlich, die Ebene der übrigen Stabspannungen längs der Linie **1d**. Es konnte also ein Kräfteeck aus **Pa**, **1a** und der Richtung **1d** construirt werden. Daraus erhält man zunächst **1a** und zwar, wie sich leicht ergibt, als Druckspannung. Man findet dieses Kräfteeck in Fig. 4. In der verticalen Projection des Kräfteeckes Fig. 3 fällt es mit der dort vorkommenden horizontalen Linie zusammen und wurde nicht besonders hervorgehoben.

Darauf gingen wir weiter zum Knotenpunkt *Ib*, an dem nur drei unbekannte Kräfte vorkommen, da *1a* bereits ermittelt ist. Durch die Resultirende aus der in Fig. 4 mit *Pb* bezeichneten äusseren Kraft und der Spannung *1a* und durch die Spannung *1b* denke man sich eine Ebene gelegt. Diese schneidet die Ebene der beiden übrigen Spannungen *3a* und *2b* offenbar längs der Linie *1a*. Wir hatten daher in Fig. 4 die Hülfslinie  $\alpha \parallel 1a$ , sowie *1b* zu ziehen. Nachdem sich hierbei die Spannung *1b* ergeben hatte, war noch zu beachten, dass die Resultirende aus *3a* und *2b* gleich  $\alpha$  ist. Das Kräfteeck *2b*, *3a*,  $\alpha$  war auch in der verti-  
calen Projection Fig. 3 anzugeben.

In derselben Weise konnten auch die Kräftepolygon für die Knotenpunkte *Ic* und *Id* construirt werden. Nachdem dies geschehen war, musste noch das Polygon für den Knotenpunkt *Ia* vervollständigt werden. Dies konnte jetzt geschehen, weil sich aus dem 4. Polygone inzwischen die Spannung *Id* ergeben hatte.

Es erscheint vortheilhaft für jede Gruppe in derselben Horizontal-Ebene liegender Knotenpunkte je einen besondern zusammenhängenden Kräfteplan zu zeichnen. Für die Knotenpunkte *II* geschah dies in Fig. 5 und 6, wovon die erste die verticale, letztere die horizontale Projection des räumlichen Kräfteplanes bildet. Jedoch musste des beschränkten Raumes wegen das Polygon für den Knotenpunkt *II**d* abgebrochen und in den besonderen Figuren 7 und 8 dargestellt werden. Es mag noch darauf aufmerksam gemacht werden, dass die Anordnung der Fig. 6 ganz derjenigen in der Fig. 4 entspricht. Ferner wurden jene Kräfteprojectionen der Fig. 5, die in die Fig. 6 hereinfießen, —.—.—.—irt ausgezogen.

Begonnen wurde mit dem Knotenpunkte **IIa**. An demselben wirkten 7 Kräfte, von denen 3, nämlich die wieder mit **Pa** bezeichnete Belastung und die Stabspannungen **2a** und **3a** bereits bekannt sind. Man erhält leicht die beiden Projectionen ihrer Resultierenden **β**. Diese waren in die Fig. 1 und 2 einzutragen (in der Zeichnung fortgelassen). Durch **β** und die Stabspannung **4a** legten



# Seite / page

8(3)

# leer / vide / blank

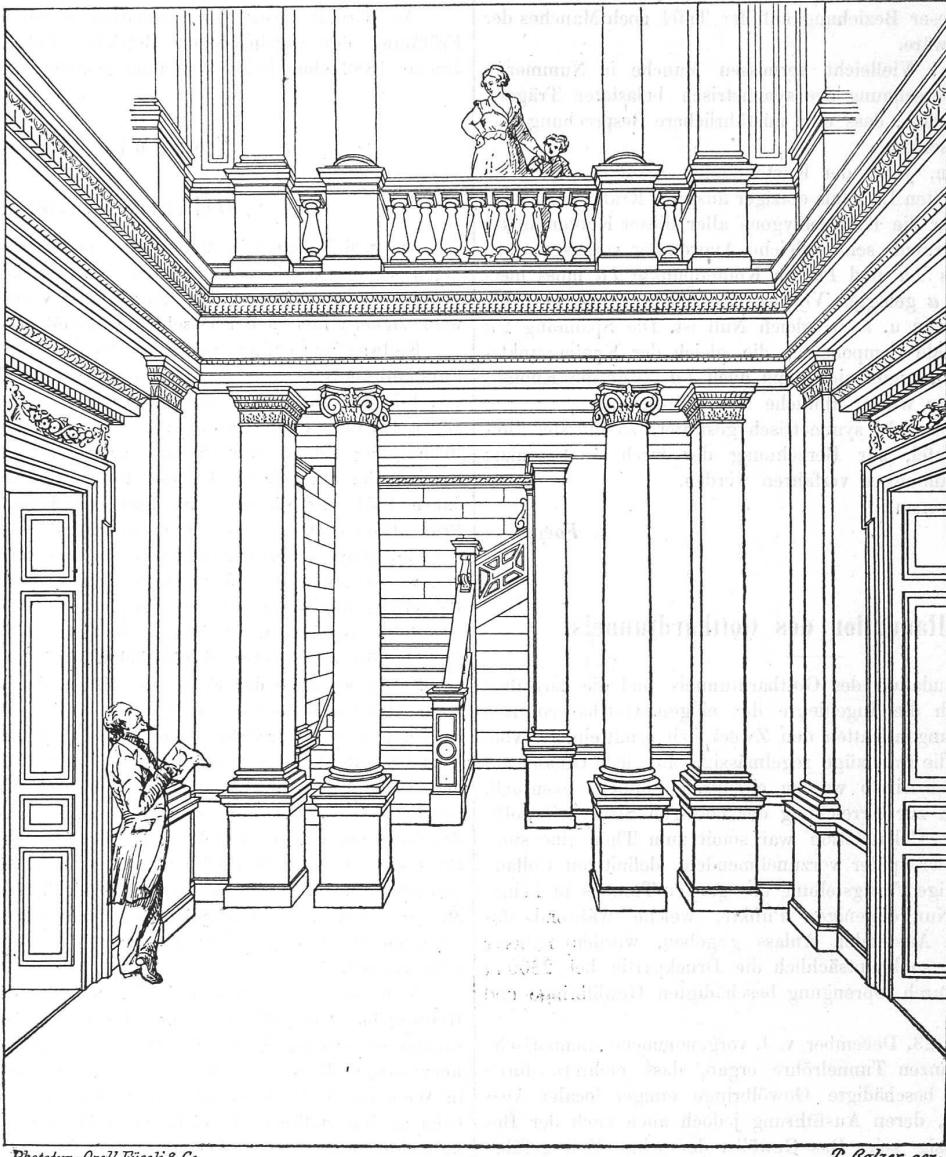
wir eine Ebene. Die übrigen Kräfte  $4d$ ,  $6d$  und  $5a$  liegen gleichfalls in einer Ebene. In bekannter Weise waren die Projectionen der Schnittlinien beider Ebenen zu ermitteln. Es konnten darauf die Projectionen des Kräfteecks  $\beta$ ,  $4a$ ,  $\gamma$  gezeichnet werden (Fig. 5 und 6), worin  $\gamma$  eine Parallele zu jener Schnittlinie bedeutet.

Die Construction der Richtung  $\gamma$  ist eine jener Operationen, deren Constructionslinien der Deutlichkeit der Figuren wegen nicht ausgezogen wurden. Nachdem hiermit  $4a$  gefunden war, gingen wir zum Knotenpunkte  $IIb$  über. Zunächst wurden die bekannten Kräfte  $Pb$ ,  $3b$ ,  $4a$  und  $2b$  zu einer Resultirenden  $\delta$  vereinigt. Es bleiben die drei unbekannten Kräfte  $6a$ ,  $5b$  und  $4b$  übrig. Zu ihrer Bestimmung musste zunächst die Richtung  $\epsilon$  construirt werden. Es ist das

Vergleichen wir die vorgeführte statische Berechnung eines räumlichen mit der eines gewöhnlichen ebenen Fachwerkträgers, so zeigt sich, dass dieselbe mühsamer und complicirter ist als jene. Diesem Nachtheile steht der Vortheil gegenüber, dass die einmal durchgeföhrte Untersuchung sich sofort auf mehrere andere Belastungsfälle ohne Umschweife übertragen lässt.\*.) So ist klar, dass sich die auf der Tafel gefundenen Stabspannungen  $xa$ ,  $xb$ ,  $xc$ ,  $xd$  ansehen lassen als die Spannungen irgend eines der vier Stäbe  $x$ , die vier verschiedenen Richtungen der Belastungen  $P$  entsprechen. Unter  $x$  ist hier natürlich irgend eine der dort vorkommenden Zahlen zu verstehen.

### Villa Planta in Chur.

Von J. Ludwig, Architect.



Phototyp: Orell Füssli & Co.

P. Balzer. ges.

#### Atrium und Treppe (Erdgeschoss).

(Zum Artikel in Nr. 1 dieses Bandes.)

die Richtung der Schnittlinie der Ebene  $\delta$ ,  $6a$  mit der Ebene  $5b$ ,  $4b$ . Auch die hierzu in den Fig. 1 und 2 erforderlichen Hülfslinien sind auf der Zeichnung nicht angegeben. Hierauf konnte leicht in der früheren Weise weiter verfahren werden.

Selbstverständlich war nach Verzeichnung des Polygons für Knotenpunkt  $IId$  in Fig. 7 und 8 noch das Polygon für  $IIa$  zu vervollständigen, was ohne Schwierigkeit geschehen konnte.

Das Verfahren ist hierauf in derselben Weise für die weiter unten liegenden Punkte fortzusetzen.

Ferner liegt es nahe, zu schliessen, dass sich wegen der grösseren Umständlichkeit in der Ausführung der graphischen Berechnung nur eine entsprechend geringere Genauigkeit derselben erzielen liesse. Dieser Vorwurf wäre sehr schwerwiegend, wenn er voll begründet wäre. Dem ist aber nicht so. Wenn man die Ausführung der Berechnung mit Aufmerksamkeit verfolgt, bemerkt man, dass

\*.) Es wird sich zeigen, dass z. B. die Berechnung eines Kuppeldaches unter Berücksichtigung der ungünstigsten Belastungsfälle weniger Zeit erfordert, als diejenige eines gewöhnlichen Brückenträgers.

sich fortwährend Gelegenheit zur Anstellung von Proben bietet, die, gehörig benutzt, die Genauigkeit erheblich erhöhen können. Namentlich die Vergleichung der beiden Projectionen des Kräfteplanes mit einander gibt dazu vielfach Gelegenheit, die aber auch sonst nicht fehlt.

Die grossen Vorzüge des graphischen Verfahrens zeigen sich bei dieser Gelegenheit besonders auffallend. Es würde eine wahrhaft haarsträubende Arbeit sein, selbst nur den einfachen hier behandelten Träger auf rein analytischem Wege zu berechnen.

Die graphische Behandlung erfordert zwar auch einige Mühe, die aber zu jener in gar keinem Verhältnisse steht. In dieser Hinsicht muss übrigens noch bemerkt werden, dass sich diese Mühe erheblich vermindert, wenn man sich an eine bereits durchgeföhrte Behandlung eines ähnlichen Trägers als Muster halten kann. Die ganze Anordnung der Figuren und deren Lage zu einander kann dann von vornherein vortheilhafter gewählt werden. Ich gebe auch gerne zu, dass in dieser Beziehung auf der Tafel noch Manches der Verbesserung fähig wäre.

Nun noch Eines! Vielleicht vermissen Manche in Nummer 4 die Darlegung der Berechnung des symmetrisch belasteten Trägers. Diese ist aber so einfach, dass eine ausführlichere Besprechung der selben überflüssig erschien.

Nehmen wir an, jeder der Knotenpunkte *I* auf der Tafel sei mit derselben senkrechten Last (als einziger äusserer Kraft) belastet. Dann müssen offenbar die Kräftepolygone aller dieser Knotenpunkte unter einander congruent sein (gleiche Anordnung vorausgesetzt). Die Resultirende aus *1a* und *1d* am Knotenpunkte *1a* muss hier nach in der durch *2a* gelegten Vertical-Ebene liegen und es folgt, dass *3d* ebenso wie *3a* u. s. w. gleich Null ist. Die Spannung *2a* hat also eine verticale Componente, die gleich der Knotenpunktsbelastung ist. Aus *2a* ergibt sich dann auch *1a*. Für die Knotenpunkte *II* gelten dann wieder ähnliche Betrachtungen.

Wäre der Träger nicht symmetrisch gestaltet, so müsste, ähnlich wie auf der Tafel, zur Berechnung der durch die Eigenlast hervorgebrachten Spannungen verfahren werden.

Leipzig, im October 1881.

A. Foepl.

### Die Vorcollaudation des Gotthardtunnels.

⊙ Die Vorcollaudation des Gotthardtunnels und die derselben vorgegangenen, durch die Ingenieure der eidgen. Gotthardcontrole geleiteten Untersuchungen hatten den Zweck, zu ermitteln, ob vom 1. Januar 1882 an die Bahnzüge regelmässig, ohne jede Gefahr auf der Strecke Göschenen-Airolo werden circuliren können, eventuell, welche Arbeiten noch zur Erreichung der nöthigen Sicherheit nothwendig seien. Diese Collaudation war somit zum Theil eine summarische und sollte der später vorzunehmenden, definitiven Collaudation über vollständige Fertigstellung des ganzen Tunnels in keiner Weise vorgreifen. Nur diejenigen Punkte, welche während des Baues zu besonderen Anständen Anlass gegeben, wurden näherer Prüfung unterworfen, so hauptsächlich die Druckpartie bei 2800 m der Nordseite, die durch Sprengung beschädigten Gewölbringe und das Geleise.

Die am 22. und 23. December v. J. vorgenommene summarische Untersuchung der ganzen Tunnelröhre ergab, dass mehrere durch Strossenabsprengung beschädigte Gewölbringe einiger localer Ausbesserungen bedürfen, deren Ausführung jedoch auch nach der Betriebseröffnung zulässig sei. Das Gewölbe der seiner Zeit gefährlichen Druckpartie bei 2766—2839 m Nord erwies sich als vollständig intact, weder Steine noch Mörtelbänder zeigten irgendwelche Risse. Die Untersuchung des Geleises betreffend kann Folgendes bemerkt werden: Am 24. December wurde das Lattenprofil des lichten Raumes auf dem definitiven Geleise durch den Tunnel geführt, um zu constatiren, ob der für sichere Circulation der Eisenbahnfahrzeuge nöthige Lichtraum neben und über dem Geleise überall vorhanden sei. Am 28. wurde die Controle über Spurweite und gegenseitige Höhenlage beider Geleisstränge mittelst eines bei den Vereinigten Schweizerbahnen in Gebrauch stehenden speciellen Apparates, welcher Abweichungen von der normalen Lage graphisch wiedergibt, vorgenommen, und die nöthigen Notizen über Unregelmässigkeiten in der Geleisrichtung erhoben.

Unterdessen hatten die Herren Bundespräsident Bavier und Bundesrath Welti gelegentlich der am 27. ausgeführten Probefahrt von Göschenen nach Airolo die Möglichkeit der Eröffnung des provisorischen Betriebes auf dieser Bahnstrecke auf 1. Januar 1882 constatirt.

Am 29. December konnte die officielle Vorcollaudation an Hand des durch obige Untersuchungen gelieferten Materials stattfinden. Der Collaudationszug bewegte sich langsam, mit ca. 8 km Geschwindigkeit durch den mit Reflectoren erleuchteten Tunnel. Bei den Druckpartien 2800 und 7500 m Nord wurde gehalten, um bei Fackelbeleuchtung eine nähere Besichtigung des Mauerwerkes vorzunehmen. Diese ergab dieselben, oben schon näher bezeichneten Resultate.

Im Geleise wurden einige Unregelmässigkeiten in horizontaler und verticaler Beziehung wahrgenommen, deren Beseitigung vor der Betriebsöffnung als nothwendig bezeichnet wurde.

Die Ventilationsverhältnisse gaben zu keiner Bemerkung Anlass.

Auf Grund dieser Vorcollaudation konnte der Gotthardbahn die Eröffnung des regelmässigen Betriebes durch den Tunnel auf 1. Januar 1882 ohne jedes Bedenken gestattet werden.

### Necrologie.

#### † Wilhelm Hellwag.

Am 5. d. M. starb in Wien Wilhelm Hellwag, der einstige Oberingenieur der Gotthardbahn. Seine hervorragende Thätigkeit an dem grossen Werk, dessen Vollendung binnen wenigen Monaten erfolgen wird, sichern ihm in der Geschichte desselben eine bleibende Stelle.

Hellwag war am 18. September 1827 zu Eutin im oldenburgischen Fürstenthum Lübeck geboren. Er studirte an der Universität in Kiel und von 1851 an, nachdem er als Officier den Krieg in Schleswig-Holstein gegen Dänemark mitgemacht, am Polytechnikum in München. Nach Beendigung seiner Studien fand er beim Bau der schweizerischen Centralbahn unter Etzels Leitung Beschäftigung und übersiedelte im Jahre 1857 mit diesem zum Bau der damaligen österreichischen Franz-Josephs-Orientbahn. Nach Verschmelzung dieser letzteren mit der Südbahngesellschaft arbeitete er in Etzels Centralbureau in Wien, von wo er im Jahre 1861 nach Innsbruck kam und der dortigen Bauleitung der Brenner-Linie zugewiesen wurde.

Seine namhafteste Leistung in Oesterreich war unstreitig der Bau der österreichischen Nordostbahn, sowohl des staatlich garantirten Netzes als auch der Ergänzungslinien, der sogenannten Elbenthalbahn. Hellwag löste die ihm übertragene Aufgabe auf's Glänzendste. In nicht ganz sieben Jahren wurde das im Ganzen rund 930 km lange Netz hergestellt. Die umfangreichen Bauten dieser Linien lieferten den vollgültigen Beweis der technischen Tüchtigkeit ihres Leiters, welcher sich damit ein ehrendes Denkmal gesetzt hat. Allgemeine Anerkennung haben auch die von Hellwag ausgearbeiteten Normalien für Unter-, Ober- und Hochbau in den höchsten technischen Kreisen gefunden, indem sie von einer Reihe von Eisenbahngesellschaften als Muster guter Leistung adoptirt und nachgeahmt wurden. Dieselben erhielten in den Ausstellungen von Wien und Moskau hohe Auszeichnungen.

Noch vor der gänzlichen Vollendung der Elbenthalbahn liess sich Hellwag im März 1875 bewegen, die durch den Rücktritt Gerwig's vacant gewordene Stelle des Oberingenieurs der Gotthardbahn zu übernehmen. Er verliess seine einflussreiche und glänzende Stellung in Wien im Hinblick auf die grosse Aufgabe, welche die Gotthardbahn an ihn stellte und welche er zu lösen mit derselben Hingabe anstrehte, mit der er sich dem Bau der Nordwestbahn gewidmet hatte. Ein grosser Theil seines technischen Personals, mit dem er den Bau der Nordwestbahn zu Ende geführt hatte und das ihm mit grosser Anhänglichkeit zugethan war, begleitete ihn dahin.

Hellwag traf in seiner neuen Stellung mehr Schwierigkeiten, als er erwartet hatte. Es war ihm nach kurzer Zeit klar, dass die vorgenommenen Baukosten nicht ausreichen werden, das geplante grossartige Werk in vollem Umfange auszuführen. Nichtsdestoweniger arbeitete er mit rastlosem Eifer an der Tracirung der Bahn, sowie an der Aufstellung eines Kostenvoranschlages. Die Zufahrtslinien Flüelen-Göschenen und Airolo-Biasca wurden gegenüber den früheren Plänen wesentlich anders festgelegt. Die schwierigen Probleme zur Ueberwindung der Thalstufen bei Gurtnellen, Wasen, Dazio-Grande und Giornico löste Hellwag durch Einschaltung der Hebungskurven (sog. Kehr-